



Pedro Nuno Monteiro Martins Frade

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

**Modelação dos efeitos da corrosão
localizada em estruturas de betão armado**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia
Civil

Orientador: Doutor Carlos Chastre Rodrigues,
Professor Auxiliar, FCT/UNL

Co-orientador: Doutor Hugo Emanuel Charrinho da Costa
Biscaia, Professor Auxiliar Convidado, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutora Teresa Santana

Arguente: Prof. Doutor Válder Lúcio

Vogal: Prof. Doutor Carlos Chastre Rodrigues



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Maio 2015

“Copyright” Pedro Nuno Monteiro Martins Frade, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Em primeiro lugar quero agradecer ao meu orientador científico, Professor Carlos Chastre, por todo o apoio, amizade, disponibilidade e conhecimento transmitido crucial para a realização desta Dissertação. Ao Professor Hugo Biscaia, meu co-orientador científico, os meus agradecimentos pelos conselhos e disponibilidade dispensados na resolução dos problemas relacionados com a modelação numérica. Ao Pedro Marques por me facultar dados relativos ao ensaio do pilar e por toda a disponibilidade e ajuda prestada. Um especial agradecimento aos meus pais Aníbal Frade e Maria Monteiro, pela incondicional compreensão, conselhos e encorajamento que sempre me forneceram ao longo destes anos. À minha namorada Ana Carvalho, por todos os bons momentos passados e pelo apoio e incentivo que sempre me transmitiu. A ela agradeço-lhe ainda a preciosa ajuda na revisão do texto. Aos meus amigos Cinderela Silva, Isabel Borba, Micael Marcelino e Solange Cardoso com quem tive o prazer de trabalhar neste último ano, muito obrigado pelo apoio, compreensão e amizade demonstrada. Um muito obrigado aos amigos que fiz na faculdade, Bernardo Rodrigues, Gonçalo Viegas, João Muralha, Miguel Arnaud, Miguel Estevão, Tiago Assunção e Vanessa Aleixo pelo convívio, ajuda e amizade vivenciada. Quero também agradecer aos meus amigos Diogo Serafim e Pedro Baptista pela amizade e boa disposição sempre demonstradas. Por último, obrigado à minha família, colegas e restantes amigos que de forma direta ou indireta contribuíram para a realização deste trabalho.

Resumo

O presente trabalho incide sobre o estudo e impacto da corrosão local no comportamento sísmico de estruturas de betão armado, considerando o comportamento não linear dos materiais. A motivação para a realização desta dissertação surge da necessidade de prever a resposta de elementos estruturais de betão armado corroídos e avaliar a segurança dos mesmos em relação a esta condicionante. Esta motivação é acrescida dada a localização do território português numa região de relevante atividade sísmica e exposição a ambientes salinos.

A introdução de corrosão local nas armaduras de estruturas de betão armado proporciona uma diminuição substancial da tensão de cedência, e reduções elevadas da tensão e extensão últimas nos varões de aço. Esta alteração de propriedades origina uma alteração no comportamento do aço de dúctil para frágil. Para além do estudo individual de comportamento dos varões face a esta condicionante é também prevista a resposta global dos elementos estruturais de estruturas de betão armado.

Neste trabalho foram realizadas duas análises numéricas distintas, recorrendo aos programas de cálculo *ATENA* e *SeismoStruct*, em pilares e pórticos de betão armado, no qual as suas armaduras longitudinais e transversais apresentam perdas de seção local de 0, 10 e 20%.

As diversas metodologias adotadas na modelação material e estrutural foram ensaiadas e fundamentadas em função de resultados experimentais e numéricos obtidos por outros autores.

Tendo por base os resultados obtidos dos modelos numéricos, as estruturas de betão armado foram classificadas em níveis de desempenho e dano estrutural de acordo com a percentagem de corrosão local.

Para as perdas de seção analisadas, os resultados demonstraram perda na capacidade resistente das estruturas de betão armado e diminuição da ductilidade, salientando-se as perdas de seção de 20% por originarem uma rotura frágil e prematura dos elementos estruturais.

Palavras-chave:

Corrosão por picagem; Armaduras; Estruturas de betão armado; Cargas cíclicas; Ensaio sísmico; Modelação numérica.

Abstract

The following thesis focuses on the study and impact of pitting corrosion on seismic behavior of reinforced concrete structures, considering the non-linear behavior of materials. The goal behind this work arises from the need to predict the structural response of corroded reinforced concrete elements and to evaluate their safety. This motivation increased due to the location of the Portuguese territory in a relevant seismic activity region and the exposure to saline environments.

The pitting corrosion in reinforced concrete structures provides substantial decrease in yield strength and high reduction of ultimate strength and strain in the steel reinforcement. This change of properties causes the alteration of ductile steel behavior to fragile. Beyond the individual study of behavior in the steel reinforcement is also provided the overall response of structural elements in reinforced concrete structures.

Two distinct numerical analysis were used, using the program *ATENA* and *SeismoStruct*, in reinforced concrete columns and frames with losses of 0, 10 e 20% in local section of longitudinal reinforcement and stirrups.

The different methodologies used in numerical modelling were supported and theoretically based on function of experimental and numerical results obtained by other authors.

Based on the results of numerical models, the reinforced concrete structures have been classified into levels of performance and structural damage according to the rate of pitting corrosion.

Relatively to the analyzed section losses, the results showed loss in bearing capacity and decrease in ductility of reinforced concrete structures, highlighting the loss of 20% in local section by premature and brittle failure of structural elements.

Keywords:

Pitting corrosion; Reinforcement; Reinforced concrete structures, Cyclic loading; Dynamic earthquake test; Numerical modelling.

Índice

Agradecimentos	v
Resumo	vii
Abstract	ix
Índice de figuras	xv
Índice de tabelas	xxiii
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos.....	xxv
1. Introdução	1
1.1. Considerações gerais	1
1.2. Objetivos da dissertação	2
1.3. Organização da dissertação.....	2
2. Comportamento e avaliação estrutural	5
2.1. Modelos de comportamento dos materiais	5
2.1.1. Comportamento do Betão	5
2.1.1.1. Carregamento monotónico em betão não confinado.....	6
2.1.1.2. Carregamento monotónico em betão confinado	7
2.1.1.3. Carregamento cíclico em betão confinado.....	10
2.1.2. Comportamento do aço	11
2.1.2.1. Carregamento monotónico.....	11
2.1.2.2. Carregamento cíclico	13
2.2. Critérios de avaliação de dano estrutural	18
2.2.1. Índice de deformação residual	19
2.2.2. Energia dissipada	19
2.2.3. Amortecimento viscoso equivalente	20
2.2.4. Rigidez efetiva normalizada	20
2.2.5. Índice de dano de Park e Ang	22
3. Efeitos da corrosão no comportamento do aço	25

3.1.	Manifestação da corrosão	25
3.2.	Efeitos da corrosão no comportamento de elementos de betão armado	28
3.3.	Efeito da corrosão no comportamento mecânico do aço	30
4.	Modelação dos efeitos da corrosão em varões de aço	43
4.1.	Resposta monotónica dos varões de aço para a simulação de corrosão localizada.....	43
4.2.	Resposta histerética dos varões de aço para a simulação de corrosão localizada	48
5.	Efeitos da corrosão em pilares de betão armado.....	55
5.1.	Descrição do modelo experimental (Faustino Marques, 2015)	55
5.2.	Simulação e calibração numérica.....	58
5.2.1.	Análise não linear através de elementos finitos tridimensionais – <i>ATENA 3D</i>	59
5.2.2.	Análise não linear através de um modelo de fibras em secções de integração do elemento - <i>SeismoStruct</i>	65
5.2.2.1.	Estratégias de modelação dos elementos	66
5.2.2.2.	Comportamento dos materiais	69
5.2.2.3.	Comparação entre estratégias de modelação.....	71
5.3.	Resposta cíclica dos pilares	75
5.3.1.	Simulação da corrosão sob ações cíclicas.....	78
5.4.	Avaliação do desempenho e dano nos pilares.....	83
5.4.1.	Índice de deformação residual	84
5.4.2.	Rigidez efetiva normalizada.....	85
5.4.3.	Taxa de amortecimento viscoso equivalente.....	86
5.4.4.	Índice de dano PA.....	88
5.5.	Considerações finais	90
6.	Efeitos da corrosão em pórticos de betão armado	91
6.1.	Caso de estudo: Estrutura plana de betão armado, JPEE (2014)	92
6.1.1.	Caraterização da estrutura.....	92
6.1.2.	Propriedades dos materiais.....	94
6.1.3.	Resposta sísmica	97
6.1.4.	Estudo paramétrico para avaliação da influência da corrosão por picagem.....	97
6.1.5.	Avaliação do dano no pórtico	109
6.2.	Caso de Estudo: Estrutura plana de betão armado, Projeto ICONS (1999).....	113
6.2.1.	Caracterização da estrutura	113
6.2.2.	Comparação entre os resultados experimentais e numéricos.....	115
6.2.3.	Avaliação da influência da corrosão por picagem	117
6.2.4.	Avaliação do dano no pórtico	122

6.3.	Caso de estudo: Estrutura tridimensional de betão armado, Projeto SPEAR (2002)	123
6.3.1.	Caracterização da estrutura	123
6.3.2.	Comparação entre os resultados experimentais e numéricos	126
6.3.3.	Avaliação da influência da corrosão por picagem	128
6.3.4.	Avaliação do dano no pórtico	133
6.4.	Considerações finais	135
7.	Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	137
	Apêndice A	141
	Referências bibliográficas.....	147

Índice de figuras

Figura 2.1: Betão não confinado (Modelo Kent e Park, 1971) [37].....	7
Figura 2.2: Betão confinado (Modelo Mander et al. 1988) [37]	8
Figura 2.3: Betão confinado para seções retangulares (Adaptado de [31]).....	10
Figura 2.4: Diagrama tensão-extensão para carregamento cíclico em betão confinado [37].....	11
Figura 2.5: Diagramas tensão-extensão dos varões de aço laminados a quente (A) e endurecidos a frio (B) [37]	12
Figura 2.6: Modelo de Giuffré-Menegotto e Pinto [37].....	13
Figura 2.7: Diagrama tensão-extensão no varão para a reversão de carga (Adaptado de [15])	16
Figura 2.8: Diagrama tensão-extensão na zona do patamar de cedência [15].....	17
Figura 2.9: Variáveis utilizadas para descrever a curva de descarga [15].....	17
Figura 2.10: Energia dissipada em cada ciclo [37]	20
Figura 2.11: Curvas de identificação em função do modo de comportamento do pilar [37]	21
Figura 3.1: Geometria dos varões corroídos (Adaptado de [8]).....	26
Figura 3.2: Corrosão localizada num varão de aço com 16 mm [16].....	28
Figura 3.3: Fendas por corrosão (produtos vermelhos-pretos) [44]	29
Figura 3.4: Comparação da resposta histerética para 0 e 9% de corrosão num pilar com um rácio de carga axial de 0.25 (Adaptado de [45])	29
Figura 3.5: Comparação da resposta histerética do pilar sob a influência de corrosão e encamisamento com compósitos (Adaptado de [30])	30
Figura 3.6: Diagrama tensão-extensão do aço S500s para diversos níveis de corrosão (Adaptado de [2]).....	31
Figura 3.7: Comparação da resposta histerética para varões não corroídos (à esquerda) e corroídos, expostos a 90 dias de solução NaCl (à direita) (Adaptado de [2])	31
Figura 3.8: Secção transversal de um varão Ø8 mm, classe Bst500s (Adaptado de [3])	32
Figura 3.9: Teste de dureza para varões BSt500s de diâmetro 8 mm (Adaptado de [3]).....	32
Figura 3.10: Gráfico tensão-extensão referente à simulação de corrosão localizada (à esquerda) e generalizada (à direita) em varões Ø16 mm de classe NR [27].....	33
Figura 3.11: Processo de fresagem num varão de Ø25 mm com um grau de corrosão de 20% [27]	34
Figura 3.12: Diagrama tensão-extensão referente à corrosão localizada em varões Ø8 mm da classe NR, SD e ER [27].....	35
Figura 3.13: Diagrama tensão-extensão referente à corrosão localizada em varões Ø10 mm da classe NR, SD e ER [27]	35

Figura 3.14: Diagrama tensão-extensão referente à corrosão localizada em varões Ø16 mm da classe NR, SD e ER [27]	36
Figura 3.15: Diagrama tensão-extensão referente à corrosão localizada em varões Ø25 mm da classe NR e SD [27]	36
Figura 3.16: Rotura típica da simulação de corrosão por picagem [27].....	37
Figura 3.17: Diminuição da tensão de cedência para a corrosão localizada nas classes NR, SD e ER (Adaptado [27])	38
Figura 3.18: Diminuição da tensão de rotura para a corrosão localizada nas classes NR, SD e ER (Adaptado [27])	39
Figura 3.19: Diminuição da extensão total na força máxima para a corrosão localizada nas classes NR, SD e ER (Adaptado [27]).....	40
Figura 3.20: Aumento da extensão de endurecimento para a corrosão localizada nas classes NR e SD.....	41
Figura 4.1: Modelo proposto para definir o comportamento do aço	43
Figura 4.2: Comparação dos diagramas tensão-extensão experimentais e analíticos para varões de Ø8 mm	46
Figura 4.3: Comparação dos diagramas tensão-extensão experimentais e analíticos para varões de Ø10 mm	46
Figura 4.4: Comparação dos diagramas tensão-extensão experimentais e analíticos para varões de Ø16 mm	47
Figura 4.5: Comparação dos diagramas tensão-extensão experimentais e analíticos para varões de Ø25 mm	47
Figura 4.6: Modelação do comportamento monotónico dos varões de Ø8 classe SD.....	49
Figura 4.7: Modelação do comportamento monotónico dos varões de Ø8 classe ER.....	50
Figura 4.8: Resposta histerética para varões de aço Ø8 e classe SD com 0, 10 e 20% corrosão por picagem – Modelo de Menegotto-Pinto (ATENA)	51
Figura 4.9: Resposta histerética para varões aço Ø8 e classe SD com 0, 10 e 20% corrosão por picagem – Modelo de Dodd-Restrepo (SeismoStruct)	51
Figura 4.10: Resposta histerética para varões de aço Ø8 e classe SD com 0, 10 e 20% corrosão por picagem – Modelo de Menegotto-Pinto (SeismoStruct)	52
Figura 4.11: Resposta histerética para varões de aço Ø8 e classe ER com 0, 10 e 20% corrosão por picagem – Modelo de Menegotto-Pinto (ATENA)	53
Figura 4.12: Resposta histerética para varões aço Ø8 e classe ER com 0, 10 e 20% corrosão por picagem – Modelo de Dodd-Restrepo (SeismoStruct)	53
Figura 4.13: Resposta histerética para varões aço Ø8 e classe ER com 0, 10 e 20% corrosão por picagem – Modelo de Menegotto-Pinto (SeismoStruct)	54

Figura 5.1: Pormenores geométricos e das armaduras do pilar P11 [21]	56
Figura 5.2: Diagrama tensão-extensão do ensaio dos provetes de aço de Ø12 (esquerda) e Ø6 (direita)	57
Figura 5.3: Sistema de ensaio e forças aplicadas (Adaptado de [21])	58
Figura 5.4: Diagrama força horizontal-deslocamento horizontal obtido do ensaio experimental [21]	58
Figura 5.5: Diagrama tensão-extensão para o betão (Adaptado de [40])	60
Figura 5.6: Diagrama tensão-extensão do betão à compressão (Adaptado de [40])	60
Figura 5.7: Lei exponencial de abertura de fendas (Adaptado de [40])	61
Figura 5.8: Divisão do pilar em macro-elementos (esquerda), elementos de barra (centro) e elementos finitos 3D (direita)	63
Figura 5.9: Comparação do diagrama força horizontal-deslocamento horizontal obtido pelo modelo experimental e numérico do ATENA	64
Figura 5.10: Propagação de fendas e extensões principais para os ciclos de deslocamento $\delta =$ $40mm$ (esquerda) e $\delta = -40mm$ (direita)	65
Figura 5.11: Discretização da seção transversal de um elemento de betão armado (Adaptado de [41])	66
Figura 5.12: Estratégias de modelação: Plasticidade concentrada (esquerda); plasticidade distribuída baseada em forças (centro) e plasticidade distribuída baseada em deslocamentos (direita) (Adaptado de [38])	69
Figura 5.13: Modelação plasticidade concentrada para um ciclo de carga (Comparação entre os modelos de Dodd-Restrepo e Menegotto-Pinto)	72
Figura 5.14: Modelação plasticidade distribuída com formulação baseada em forças para um ciclo de carga (Comparação entre os modelos de Dodd-Restrepo e de Menegotto-Pinto)	73
Figura 5.15: Modelação plasticidade distribuída com formulação baseada em deslocamentos para um ciclo de carga (Comparação entre os modelos de Dodd-Restrepo e Menegotto-Pinto)	74
Figura 5.16: Energia dissipada obtida para um ciclo de carga para os modelos utilizados	74
Figura 5.17: História de deslocamentos horizontais aplicados na análise numérica	76
Figura 5.18: Resposta do pilar para o modelo numérico do ATENA e SeismoStruct para 0% de corrosão	77
Figura 5.19: Energia dissipada acumulada no pilar o ATENA e SeismoStruct para 0% de corrosão	78
Figura 5.20: Diagramas tensão-extensão para os varões de aço de Ø12 e 6 com corrosão por picagem	78
Figura 5.21: Resposta numérica do pilar com 0, 10 e 20% de corrosão de acordo com ATENA 3D	81

Figura 5.22: Resposta numérica do pilar com 0, 10 e 20% de corrosão de acordo com SeismoStruct	82
Figura 5.23: Classificação de dano e desempenho dos pilares segundo Hose e Seible em função do índice de deformação residual RDI	84
Figura 5.24: Classificação de dano e desempenho dos pilares segundo Hose e Seible em função da rigidez efetiva normalizada n_k	85
Figura 5.25: Classificação de dano e desempenho dos pilares segundo Hose e Seible em função da taxa de amortecimento viscoso equivalente ξ_{eq}	86
Figura 5.26: Energia dissipada acumulada para 0, 10 e 20% de corrosão nos varões longitudinais do pilar de acordo com o SeismoStruct	87
Figura 5.27: Classificação do nível de dano nos pilares baseado no índice PA	88
Figura 6.1: Geometria do modelo e localização das massas (dimensões em m) [13]	92
Figura 6.2: Pormenores geométricos e das armaduras do pórtico [13]	93
Figura 6.3: Estrutura auxiliar de guiamento: alçado geral (esq.) e corte transversal (dir.) [13]	94
Figura 6.4: Diagrama tensão-extensão para os aços de Ø8 (esquerda) e Ø6 (direita)	95
Figura 6.5: Diagramas tensão-extensão para os varões de Ø8 com e sem simulação da corrosão por picagem para a classe NR	95
Figura 6.6: Diagramas tensão-extensão para os varões de Ø8 com e sem simulação da corrosão por picagem para a classe SD	96
Figura 6.7: Diagrama tensão-extensão para os varões de Ø6 com corrosão por picagem para a classe ER	96
Figura 6.8: Excitação sísmica correspondente a uma aceleração de pico de 1,00g [13]	97
Figura 6.9: Modelo numérico do pórtico de betão armado JPEE 2014	98
Figura 6.10: Resposta do pilar central para as cinco séries do sismo impostas no topo do pórtico utilizando a formulação baseada em deslocamentos (DB) e forças (FB)	99
Figura 6.11: Energia dissipada acumulada no topo do pórtico para o pilar central	100
Figura 6.12: Deslocamento no topo para a aceleração de pico de 0.52g: Formulação DB vs FB ..	100
Figura 6.13: Extensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.52g: Formulação DB vs FB	100
Figura 6.14: Tensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.52g: Formulação DB vs FB	101
Figura 6.15: Deslocamento no topo para a aceleração de pico de 0.72g: Formulação DB vs FB ..	101
Figura 6.16: Extensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.72g: Formulação DB vs FB	101
Figura 6.17: Tensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.72g: Formulação DB vs FB	101

Figura 6.18: Diagrama tensão-extensão no aço, na base do pilar central para a formulação DB (esquerda) e FB (direita)	102
Figura 6.19: Deslocamento no topo para a aceleração de pico de 0.52g com 10 e 20% de corrosão: Formulação DB vs FB.....	103
Figura 6.20: Extensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.52g com 10 e 20% de corrosão: Formulação DB vs FB	103
Figura 6.21: Tensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.52g com 10 e 20% de corrosão: Formulação DB vs FB	104
Figura 6.22: Deslocamento no topo para a aceleração de pico de 0.72g com 10 e 20% de corrosão: Formulação DB vs FB.....	104
Figura 6.23: Extensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.72g com 10 e 20% de corrosão: Formulação DB vs FB	105
Figura 6.24: Tensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.72g com 10 e 20% de corrosão: Formulação DB vs FB	105
Figura 6.25: Diagramas tensão-extensão nas armaduras na base do pilar central do 1º piso para a classe NR com percentagens de corrosão de 0, 10 e 20%: Formulação DB vs FB.....	106
Figura 6.26: Deslocamento no topo para 0.72g e tensão-extensão nas armaduras na base do pilar central do 1º piso para as classes NR e SD e percentagens de corrosão de 0, 10 e 20%.....	108
Figura 6.27: Índice de dano PA global do pórtico de betão armado para a formulação DB.....	110
Figura 6.28: Diagrama tensão-extensão dos varões longitudinais de aço de classe SD com 20% de corrosão na base do pilar central para a formulação DB.....	111
Figura 6.29: Índice de dano PA global do pórtico de betão armado para a formulação FB	111
Figura 6.30: Vista em alçado e planta do pórtico de betão armado ICONS (Adaptado de [34])...	113
Figura 6.31: Pormenorização das seções dos pilares (a), vigas transversais (b) e vigas longitudinais (c) (Adaptado [43]).....	114
Figura 6.32: Acelerações aplicadas para 0.22g e 0.29g	115
Figura 6.33: Modelo numérico do pórtico de betão armado ICONS	116
Figura 6.34: Deslocamento no topo do pórtico para 0.22g: Experimental vs Numérico	116
Figura 6.35: Deslocamento no topo do pórtico para 0.29g: Experimental vs Numérico	116
Figura 6.36: Diagrama tensão-extensão para o aço com 0, 10 e 20% de corrosão localizada	117
Figura 6.37: Deslocamento no topo; extensão e tensão nas armaduras do pilar mais robusto com 0% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.22g.....	118
Figura 6.38: Deslocamento no topo; extensão e tensão nas armaduras do pilar mais robusto com 10% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.22g	119
Figura 6.39: Deslocamento no topo; extensão e tensão nas armaduras do pilar mais robusto com 20% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.22g	119

Figura 6.40: Deslocamento no topo; extensão e tensão nas armaduras do pilar mais robusto com 0% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.29g.....	120
Figura 6.41: Deslocamento no topo; extensão e tensão nas armaduras do pilar mais robusto com 10% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.29g	120
Figura 6.42: Deslocamento no topo; extensão e tensão nas armaduras do pilar mais robusto com 20% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.29g	121
Figura 6.43: Diagramas tensão-extensão dos varões de aço com 0, 10 e 20% de corrosão por picagem para acelerações de pico de 0.22 e 0.29g na estrutura ICONS	122
Figura 6.44: Índice de dano PA global do pórtico plano de betão armado ICONS	123
Figura 6.45: Vista em planta (esquerda) e alçado (direita) da estrutura SPEAR (Adaptado de [26])	124
Figura 6.46: Seção das vigas (a) e dos pilares (b) (Adaptado de [26]).....	125
Figura 6.47: Acelerações registadas em Montenegro para 1.0g na direção X e Y.....	126
Figura 6.48: Modelo numérico do pórtico de betão armado SPEAR.....	126
Figura 6.49: Deslocamento no topo da estrutura para 0.15g nas direções X (a) e Y (b): Experimental vs Numérico.....	127
Figura 6.50: Deslocamento no topo da estrutura para 0.20g nas direções X (a) e Y (b): Experimental vs Numérico.....	127
Figura 6.51: Diagrama tensão-extensão para o aço com 0, 10 e 20% de corrosão localizada	128
Figura 6.52: Deslocamento no topo na direção X e Y; extensão e tensão nas armaduras do pilar C6 (mais robusto) com 0% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.22g	129
Figura 6.53: Deslocamento no topo na direção X e Y; extensão e tensão nas armaduras do pilar C6 (mais robusto) com 10% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.22g ...	130
Figura 6.54: Deslocamento no topo na direção X e Y; extensão e tensão nas armaduras do pilar C6 (mais robusto) com 20% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.22g ...	130
Figura 6.55: Deslocamento no topo na direção X e Y; extensão e tensão nas armaduras do pilar C6 (mais robusto) com 0% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.29g	131
Figura 6.56: Deslocamento no topo na direção X e Y; extensão e tensão nas armaduras do pilar C6 (mais robusto) com 10% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.29g ...	131
Figura 6.57: Deslocamento no topo na direção X e Y; extensão e tensão nas armaduras do pilar C6 (mais robusto) com 20% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.29g ...	132
Figura 6.58: Diagramas tensão-extensão dos varões de aço com 0, 10 e 20% de corrosão por picagem para acelerações de pico de 0.22 e 0.29g na estrutura SPEAR.....	133
Figura 6.59: Índice de dano PA global do pórtico SPEAR segundo a direção X.....	134
Figura 6.60: Índice de dano PA global do pórtico SPEAR segundo a direção Y.....	135
Figura A.1: Localização dos pontos de monitorização das extensões nas armaduras.....	143

Figura A.2: Diagrama tensão-extensão nos varões longitudinais do pilar no Lado B nos pontos E1, E2 e E3 para 0, 10 e 20% de corrosão no ATENA	144
Figura A.3: Diagrama tensão-extensão nos varões longitudinais do pilar no Lado A nos pontos E6, E7 e E8 para 0, 10 e 20% de corrosão no ATENA	144
Figura A.4: Diagrama tensão-extensão nos varões longitudinais centrais do pilar nos pontos E4 e E5 para 0, 10 e 20% de corrosão no ATENA	144
Figura A.5: Diagrama tensão-extensão nos varões transversais do pilar no ponto E10 para 0, 10 e 20% de corrosão no ATENA	144
Figura A.6: Diagrama tensão-extensão nos varões longitudinais do pilar no Lado B nos pontos E1, E2 e E3 para 0, 10 e 20% de corrosão no SeismoStruct.....	145
Figura A.7: Diagrama tensão-extensão nos varões longitudinais do pilar no Lado A nos pontos E6, E7 e E8 para 0, 10 e 20% de corrosão no SeismoStruct.....	145
Figura A.8: Diagrama tensão-extensão nos varões longitudinais centrais do pilar nos pontos E4 e E5 para 0, 10 e 20% de corrosão no SeismoStruct.....	145

Índice de tabelas

Tabela 2.1: Avaliação do desempenho estrutural.....	18
Tabela 2.2: Avaliação do dano estrutural.....	19
Tabela 2.3: Índice de dano calculado vs dano observado (Adaptado de [43]).....	23
Tabela 3.1: Valores das razões de proporcionalidade	41
Tabela 5.1: Valores médios de caracterização dos varões de aço	57
Tabela 5.2: Características do betão utilizadas no modelo numérico do ATENA.....	62
Tabela 5.3: Propriedades mecânicas do betão utilizado no modelo numérico.....	70
Tabela 5.4: Propriedades mecânicas do aço utilizadas no modelo de Menegotto-Pinto.....	70
Tabela 5.5: Propriedades mecânicas do aço utilizadas no modelo de Dodd-Restrepo.....	70
Tabela 5.6: Resultados obtidos para os deslocamentos e forças máximas e mínimas para as diferentes estratégias de modelação	75
Tabela 5.7: Esforços e deslocamentos horizontais máximos e na rotura no topo do pilar	83
Tabela 5.8: Parâmetros estimados para o índice de dano PA nos pilares.....	88
Tabela 6.1: Caraterísticas do betão	94
Tabela 6.2: Caraterísticas do aço obtidas dos ensaios de tração	95
Tabela 6.3: Parâmetros da deterioração de resistência para o índice de dano PA nos pilares	109

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

ATENA	- Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis
DB	- Displacement based formulation
DF	- Force based formulation
ER	- aços endurecidos a frio
FCM	- Fixed Crack Model
JPEE	- Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas
LP	- Lumped plasticity
NR	- aços laminados a quente rugosos
RDI	- índice de deformação residual
NR-SD	- aços laminados a quente rugosos de ductilidade especial

Siglas

FCT	- Faculdade de Ciências e Tecnologias
FIB	- Fédération Internationale du Béton
PEER	- Pacific Earthquake Engineering Research
UNL	- Universidade Nova de Lisboa
JRC	- Joint Research Center
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Notações escalares latinas

A_{gt}	- extensão total na força máxima
A_n	- área da seção nominal
A_{rem}	- área da seção remanescente
E_s	- módulo de elasticidade do aço

R_e	- tensão de cedência
R_m	- tensão de rotura
W_d	- energia dissipada acumulada
d_0	- deslocamento de referência
f_c	- tensão de compressão do betão
f_{ck}	- tensão característica de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos
f_{cm}	- valor médio da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos
$f_{cm,cub}$	- valor médio da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos
f_{ctm}	- valor médio da tensão de rotura à tração do betão
f_s	- tensão do aço
f_{sy}	- tensão de cedência do aço
f_{su}	- tensão de rotura do aço
L_0	- distância inicial entre referências
n_k	- rigidez efetiva normalizada

Notações escalares gregas

δ	- deslocamento, deslocamento horizontal
ε	- extensão
ε_c	- extensão do betão
ε_s	- extensão do aço
ε_{sh}	- extensão de endurecimento do aço
ε_{sy}	- extensão do aço na cedência
ε_{su}	- extensão do aço na rotura
ζ_{eq}	- taxa de amortecimento viscoso equivalente
σ	- tensão
\varnothing	- diâmetro do varão

Capítulo 1

Introdução

1.1. Considerações gerais

Nas últimas décadas tem-se assistido em especial, nos países situados em zonas sísmicas, a um interesse crescente pela análise do comportamento das estruturas quando sujeitas a ações sísmicas. Este interesse é em grande parte devido às consequências catastróficas resultantes destas ações quer ao nível de bens quer da perda de vidas humanas.

São várias as causas que em conjunto ou separadamente, influenciam o comportamento estrutural das estruturas de betão armado. Para além dos erros de projeto, de construção ou de ações externas (acidentes, sismos, incêndios, entre outros), as condições climatéricas provocam alterações irreversíveis nos materiais das estruturas, pelo que não devem ser menosprezadas. A principal consequência associada às condições climatéricas é a corrosão localizada ou generalizada das armaduras, provocada pela deterioração dos elementos estruturais de betão armado, quer por ausência de manutenção, quer devido à ação de agentes agressivos.

A maioria das estruturas de betão armado localizadas em zonas de atividade sísmica estão também próximas de ambientes marítimos (caso de Portugal, Grécia, Itália, entre outros), propiciando-se condições favoráveis à contaminação por cloretos, o que se traduz no aparecimento e propagação de corrosão localizada nas armaduras. Os efeitos mecânicos da corrosão afetam a durabilidade das estruturas de betão armado, reduzindo a sua vida útil, devido à diminuição de seção dos varões, fendilhação na envolvente dos varões, deterioração da ligação betão-aço e principalmente da redução da ductilidade dos varões [9].

As estruturas de betão armado que têm maior propensão a sofrerem corrosão por picagem, são regra geral edifícios pouco correntes, que se encontram nas imediações de zonas marítimas ou costeiras (pontes, silos, pontões e armazéns industriais), sendo menos frequente a corrosão pontual das armaduras nos elementos estruturais de edifícios de habitação.

Na ocorrência de um sismo, o comportamento estrutural das estruturas de betão armado pode ser gravemente afetado se as suas armaduras tiverem problemas de corrosão, pelo que é essencial assegurar que os materiais utilizados tenham as características para as quais foram dimensionados e que sobre eles não existam condicionantes que possam comprometer o seu comportamento.

1.2. Objetivos da dissertação

O presente trabalho incide no estudo da degradação gerada pela corrosão local nas armaduras das estruturas de betão armado e do seu comportamento face às solicitações sísmicas impostas.

A necessidade de se estudar os efeitos da corrosão que se manifestam nas armaduras das estruturas de betão armado e as suas consequências na resistência estrutural dos edifícios, resultam de uma série de questões que se colocam quer a nível de projeto, quer à comunidade científica.

Dada a dificuldade e custos inerentes à realização de ensaios experimentais em estruturas de betão armado, com diferentes localizações e percentagens de corrosão local nas armaduras, a modelação numérica constitui uma ferramenta chave na interpretação e previsão da resposta estrutural condicionada por este fenómeno.

Assim, na procura de algumas respostas a estas questões, definiram-se como objetivos principais, os seguintes:

- Revisão bibliográfica com os principais contributos nesta área do conhecimento;
- Definir leis constitutivas que simulem o comportamento de varões de aço corroídos;
- Simular computacionalmente estruturas de betão armado com diferentes percentagens de corrosão localizada nas suas armaduras longitudinais e transversais, e observar o seu comportamento face a ações sísmicas;
- Classificação do nível de dano em estruturas corroídas após a ação sísmica;

Para o efeito, foram modeladas estruturas de betão armado com diferentes percentagens de corrosão nas armaduras, recorrendo aos programas de análise não linear *ATENA 3D* e *SeismoStruct*.

1.3. Organização da dissertação

Este documento está dividido em 7 capítulos, incluindo a introdução e as conclusões.

No Capítulo 1 é feita a introdução ao tema, o que motivou o presente trabalho e os objetivos a alcançar.

No Capítulo 2 apresenta-se algumas leis constitutivas que caracterizam o comportamento monotónico e histerético dos materiais que compõem os elementos de betão armado. São descritos alguns modelos de classificação de dano e desempenho estrutural.

No Capítulo 3 são mencionados alguns estudos laboratoriais do comportamento de elementos estruturais de betão armado sujeitos a corrosão, bem como ensaios de simulação de corrosão em varões de aço. Para este último, referem-se as condições de ensaio e resultados obtidos, dando-se maior enfoque à simulação da corrosão localizada.

No Capítulo 4 é apresentado um modelo analítico de comportamento das armaduras de aço sujeitas a fenómenos de corrosão localizada proposto por Chastre [14]. A partir do modelo analítico é feita a simulação numérica de varões com 0, 10 e 20% de corrosão localizada, para cargas monotónicas e cíclicas, com o intuito de se analisar o desempenho das armaduras sujeitas a corrosão localizada. Além disso, pretende-se compreender a resposta dos modelos numéricos de comportamento do aço implementados nos programas de cálculo a utilizar nos capítulos seguintes.

No Capítulo 5 são descritas as características geométricas, propriedades dos materiais, sistema de ensaio e resultados de um pilar de betão armado sem corrosão ensaiado experimentalmente no laboratório de Estruturas do DEC por Faustino Marques [21]. Referem-se os processos e soluções de modelação adotados na análise não linear com recurso aos programas *ATENA* e *SeismoStruct*, mostrando as leis constitutivas dos materiais utilizados, e os parâmetros e coeficientes aconselhados para a modelação nestes programas de cálculo. Para cada programa, é realizada a comparação entre os resultados numéricos e experimentais.

Ainda neste capítulo apresentam-se os resultados das simulações numéricas considerando diferentes percentagens de corrosão nas armaduras, para um pilar ensaiado ciclicamente, sendo realizada posteriormente a classificação de desempenho e dano do pilar para cada caso.

No Capítulo 6 analisou-se e simulou-se numericamente o fenómeno da corrosão localizada nas armaduras longitudinais de três pórticos de betão armado distintos ensaiados em mesa sísmica. O primeiro caso de estudo refere-se a um pórtico plano de betão armado ensaiado no âmbito das JPEE 2014, focando-se no estudo paramétrico das diferentes abordagens de modelação que podem ser utilizadas e a sua consequência na resposta global da estrutura. A mesma análise é feita considerando as leis constitutivas para as diferentes classes do aço sujeitas a corrosão por picagem de 0, 10 e 20%. O segundo e terceiro casos de estudo referem-se à simulação do comportamento de estruturas de

betão armado ensaiadas à escala real, nos quais é avaliado o seu comportamento global admitindo numa zona delimitada das armaduras longitudinais perdas de seção local de 10 e 20%. No final é avaliada a segurança e o dano estrutural das estruturas de betão armado de cada caso de estudo, de acordo com a classificação do índice PA.

A presente dissertação encerra com o Capítulo 7, onde é feita a síntese das principais conclusões obtidas neste trabalho e sugerem-se algumas recomendações que poderão ser desenvolvidas no futuro.

Capítulo 2

Comportamento e avaliação estrutural

O presente capítulo tem como objetivo descrever o comportamento individual dos elementos de betão armado sujeitos a ações cíclicas. São enunciados de forma sucinta alguns modelos analíticos que melhor descrevem o comportamento individual do betão e do aço. Também são explicitados no final deste capítulo diversos modelos de classificação de desempenho e dano estrutural, baseados em ensaios laboratoriais.

2.1. Modelos de comportamento dos materiais

Na ocorrência de um sismo, os vários elementos que constituem as estruturas de betão armado ficam sujeitos a ciclos de deformações repetidas e alternadas, designados por ciclos histeréticos. Para a definição do comportamento dinâmico das estruturas têm sido propostos diversos modelos de relações constitutivas para os materiais, que apresentam complexidades distintas consoante o detalhe pretendido.

O comportamento não linear histerético das estruturas de betão armado pode ser estabelecido em termos de relação tensão-deformação dos materiais constituintes, betão e aço, ou em termos de relações globais do tipo força-deslocamento ao nível dos pisos das estruturas. O conhecimento do comportamento do aço, do betão e da interação entre ambos é necessário para a interpretação do comportamento dos elementos de betão armado. Em geral, para cada material, o modelo para a resposta monotónica serve de envolvente ao seu comportamento histerético.

2.1.1. Comportamento do Betão

O modelo do comportamento do betão varia consoante a posição no elemento estrutural, o estado de tensão, e do tipo de carregamento a que é sujeito. Quanto à primeira variante, existem duas posições distintas: o betão que se encontra na zona de recobrimento, o qual se designa por betão não confinado, e o betão que se encontra confinado pelas armaduras, o qual se designa por betão confinado. Quanto ao tipo de carregamento este pode ser monotónico ou cíclico em compressão ou em tração. Para estas

variáveis são seguidamente apresentados alguns modelos analíticos que descrevem os diferentes comportamentos.

2.1.1.1. Carregamento monotónico em betão não confinado

O comportamento do betão não confinado sujeito a um carregamento monotónico de compressão apresenta um diagrama de tensão-extensão com três fases distintas. Numa fase inicial apresenta aproximadamente um comportamento linear até metade da tensão de rotura, pelo que quando a microfissuração começa o betão adquire um comportamento não linear devido à redução da rigidez. Este ramo ascendente é descrito pelo modelo de Kent e Park [29] pela expressão 2.1:

$$f_c = f_{cm} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

com:

$$\varepsilon_{c1} = \frac{2f_{cm}}{E_{c0}} \quad (2.2)$$

em que ε_{c1} é extensão correspondente à tensão de rotura em provetes cilíndricos, f_{cm} , e E_{c0} o módulo de elasticidade inicial.

Na fase de pós-pico, correspondente ao ramo descendente, a resistência do betão decresce gradualmente, sendo o seu comportamento proposto por uma reta definida pelo ponto de tensão na rotura e por outro correspondente a 50% dessa tensão (expressão 2.3).

$$f_c = f_{cm} \left[1 - \frac{0.5}{\varepsilon_{c50} - \varepsilon_{c1}} (\varepsilon_c - \varepsilon_{c1}) \right] \quad (2.3)$$

em que:

$$\varepsilon_{c50} = \frac{3 + 0,29f_{cm}}{145f_{cm} - 1000} \quad (2.4)$$

Para deformações elevadas Kent e Park [29] consideram que o betão apresenta uma tensão residual de 20% da tensão de rotura, pelo que a partir da extensão correspondente, $\varepsilon_{c,20}$, o comportamento seja o representado na Figura 2.1.

A expressão proposta para o ramo ascendente, expressão 2.1, tem servido de base, com ligeiras alterações, para a maioria dos códigos, nomeadamente o Model Code 90 (Model Code, 1990) e o Eurocódigo 2 (EN 1992).

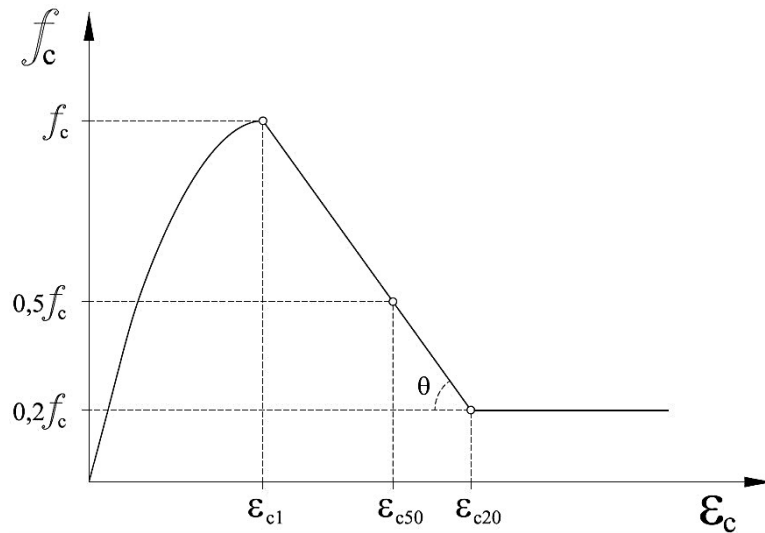


Figura 2.1: Betão não confinado (Modelo Kent e Park, 1971) [37]

O comportamento do betão à tração apresenta um comportamento diferente do descrito anteriormente, uma vez que, a sua tensão máxima resistente é inferior, atingindo no geral 10% da tensão de rotura à compressão.

2.1.1.2. Carregamento monotónico em betão confinado

O confinamento do betão pela introdução de armaduras transversais provoca alterações no diagrama tensão-extensão, traduzindo-se no aumento das tensões e extensões últimas. Esta alteração de comportamento é dependente do grau de confinamento a que o elemento se encontra sujeito, sobretudo da percentagem de armadura transversal e espaçamento entre a mesma.

São vários os modelos propostos na literatura para a descrição do comportamento do betão confinado, destacando-se os trabalhos de: Richart et al. (1928), Fafitis and Shah et al. (1985), Sheikh and Uzumeri et al. (1982), Mander et al. (1988), Saatcioglu and Razvi (1992) entre outros [17]. Estes trabalhos têm como base ensaios experimentais em que as variáveis são a geometria da seção, a percentagem e configuração das armaduras transversais e as diferentes tensões de rotura para o betão. De entre os modelos anteriormente enunciados, o proposto por Mander et al. (1988) [31] é o que tem maior aplicabilidade para diferentes geometrias da seção e pormenorizações de armaduras. Neste modelo, a tensão de compressão longitudinal f_c é dada por:

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (2.5)$$

em que:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.6)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.7)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.8)$$

$$E_c = 5000\sqrt{f_{c0}} \quad (2.9)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (2.10)$$

Em geral, a extensão correspondente à tensão de rotura de compressão para o betão não confinado, ε_{c0} , é igual a 0.2%. A Figura 2.2 representa o comportamento do betão não confinado e confinado proposto por Mander et al. [31].

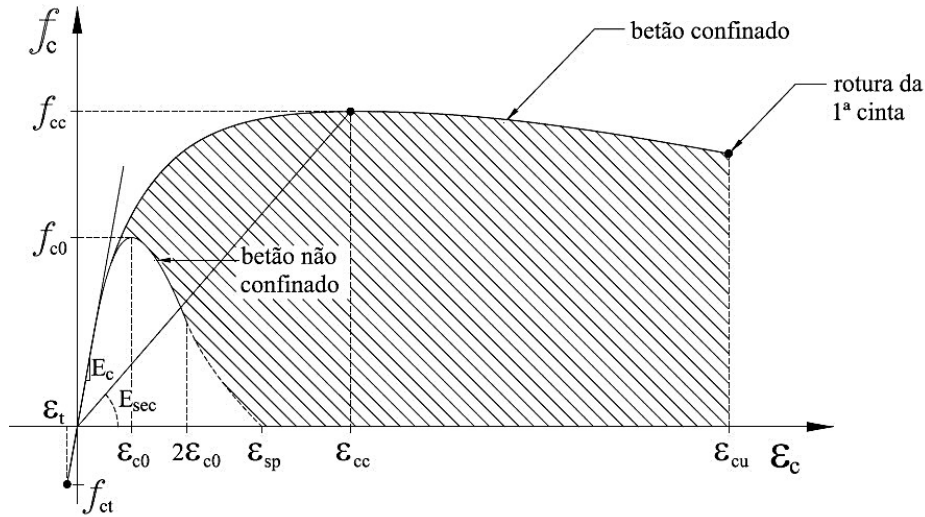


Figura 2.2: Betão confinado (Modelo Mander et al. 1988) [37]

A tensão de rotura do betão confinado é dada por:

$$f_{cc} = f_{c0} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f_{c0}}} - 2 \frac{f'_l}{f_{c0}} \right) \quad (2.11)$$

em que f'_l representa a tensão efetiva lateral exercida pelo confinamento do betão. Esta tensão resulta do produto da tensão lateral de confinamento, f_l , pelo coeficiente de confinamento k_e . O coeficiente de confinamento varia ao longo do elemento e depende da geometria da seção e da pormenorização das armaduras.

$$f'_l = f_l k_e \quad (2.12)$$

No caso de betão confinado em seções retangulares:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2.13)$$

onde:

w'_i - distância entre dois varões adjacentes;

s' - afastamento livre entre cintas;

s - afastamento entre cintas;

b_c - comprimento da seção;

d_c - largura da seção;

ρ_{cc} - taxa de armadura longitudinal (A_s) do núcleo de betão (A_c):

$$\rho_{cc} = \frac{A_s}{A_c} \quad (2.14)$$

No caso de elementos de betão armado com seção retangular, é normal existirem quantidades diferentes de armaduras transversais na direção x e y . Esta percentagem de armadura pode ser expressa por:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sd_c} \quad (2.15)$$

e

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sb_c} \quad (2.16)$$

onde A_{sx} e A_{sy} correspondem à área total das armaduras transversais na direção x e y , respetivamente, conforme ilustra a Figura 2.3.

Por equilíbrio de forças, a pressão lateral de confinamento no betão devido às cintas é dada respetivamente para a direção x e y por:

$$f_{lx} = \rho_x f_{yh} \quad (2.17)$$

$$f_{ly} = \rho_y f_{yh} \quad (2.18)$$

em que f_{yh} representa a tensão de cedência das armaduras transversais.

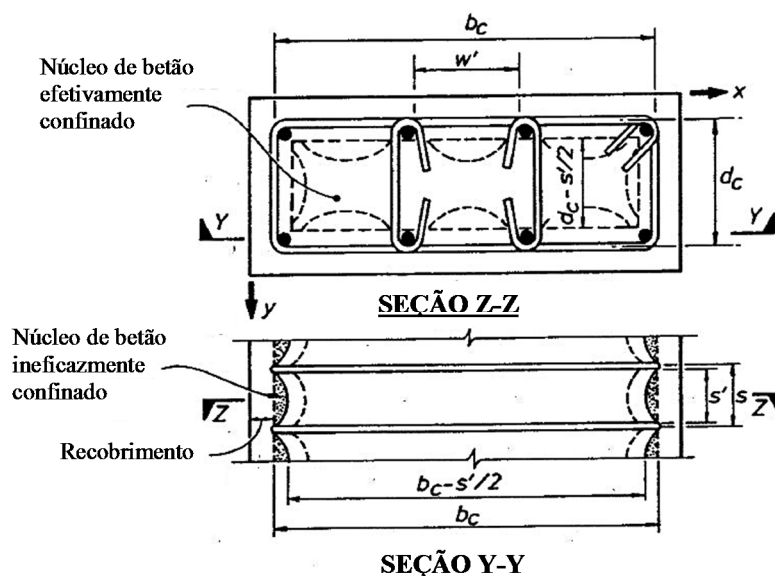


Figura 2.3: Betão confinado para seções retangulares (Adaptado de [31])

2.1.1.3. Carregamento cíclico em betão confinado

O diagrama tensão-extensão referente à resposta monotónica do betão, descrito anteriormente, pode ser assumido como o envolvente da resposta do betão sujeito a cargas cíclicas. A partir do modelo de Mander et al (1988) para o comportamento do betão confinado sujeito a carregamento monotónico, os mesmos autores apresentam ainda um modelo histerético para a resposta cíclica.

Os ramos de descarga do betão podem ocorrer por compressão ou tração. A Figura 2.4A mostra o diagrama tensão-extensão para o ramo de descarga em compressão. Para estabelecer uma curva de inversão a partir da curva de compressão, dada pela expressão (2.5), é necessário determinar uma extensão plástica, ε_{pl} , com base nas coordenadas do ponto de inversão (ε_{un} , f_{un}). Esta extensão, conforme ilustrado na Figura 2.4A, depende da extensão ε_a , correspondente ao ponto de interseção entre o módulo de elasticidade tangente inicial e o módulo secante do ramo de descarga.

No ramo de tração, assume-se a deterioração da tensão de tração devido à prévia extensão por compressão, conforme ilustra a Figura 2.4B. Assim, quando a tensão de tração é excedida, sucede a abertura de fendas e a tensão de tração do betão para os restantes ciclos de carga é considerada nula.

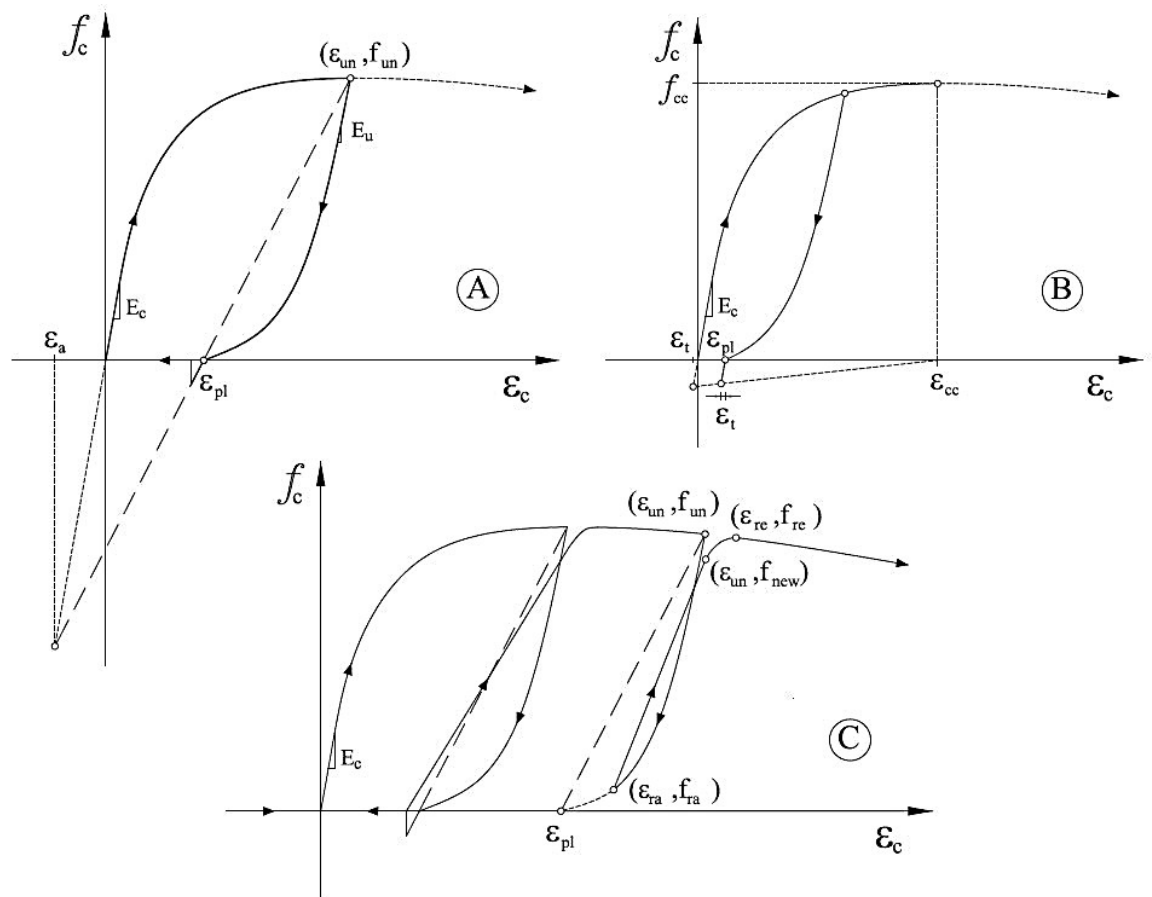


Figura 2.4: Diagrama tensão-extensão para carregamento cíclico em betão confinado [37]

No caso dos ramos de carga após descarga, as coordenadas do ponto $(\varepsilon_{ra}, f_{ra})$ podem pertencer à curva de descarga ou ao estado de fendilhação em que $\varepsilon_{ra} = (\varepsilon_{pl} - \varepsilon_t)$ e $f_{ra} = 0$ (Figura 2.4C). Os autores sugerem uma relação linear entre ε_{ra} e ε_{un} tendo em consideração a degradação provocada pelo carregamento cíclico. Uma transição parabólica é assumida entre esta relação linear e o ponto $(\varepsilon_{re}, f_{re})$ referente à curva envolvente (monotónica).

2.1.2. Comportamento do aço

2.1.2.1. Carregamento monotónico

O comportamento dos varões de aço vulgarmente utilizados na construção de elementos de betão armado são classificados segundo dois processos de produção: a laminagem a quente e o endurecimento a frio.

O diagrama tensão-extensão que caracteriza o comportamento mecânico do aço é obtido por ensaios de tração, com intensidade crescente até se atingir a rotura. Durante a realização destes ensaios é possível distinguir 4 fases distintas:

- Fase elástica inicial, caracterizada pela reversibilidade de deformações onde se observa uma proporcionalidade entre as tensões e as extensões (Lei de Hooke);
- Patamar de cedência, onde a tensão tem variação significativa para incrementos de extensão;
- Fase de endurecimento, onde se observa um aumento de tensão em função das extensões, até se atingir a máxima capacidade;
- Decréscimo de tensões até se atingir a rotura.

Quanto ao processo de fabrico, se o aço for laminado a quente, o diagrama tensão-extensão corresponde ao representado na Figura 2.5A. No caso dos aços endurecidos a frio, o patamar de cedência pode ser muito pequeno ou mesmo inexistente, o que conduz a um diagrama tensão-extensão correspondente ao representado na Figura 2.5B.

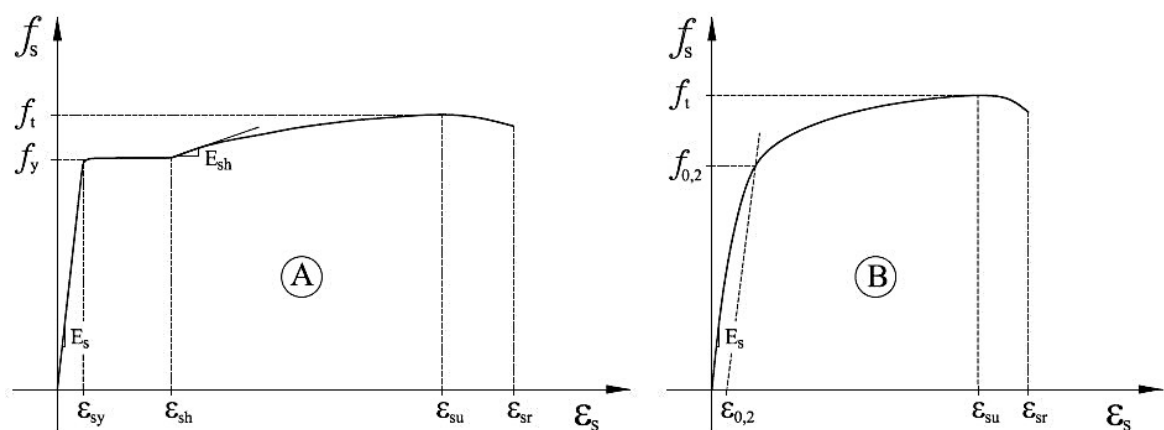


Figura 2.5: Diagramas tensão-extensão dos varões de aço laminados a quente (A) e endurecidos a frio (B) [37]

Para a utilização dos diagramas anteriores na descrição do comportamento do aço na modelação numérica, é necessário proceder à sua representação com recurso a expressões analíticas que se ajustem ao modelo pretendido. Para as simulações numéricas da resposta de elementos de betão armado modelados no presente trabalho, adotaram-se dois modelos que descrevem o comportamento histerético do aço.

2.1.2.2. Carregamento cíclico

Os modelos utilizados para representar o comportamento dos varões de aço submetidos a ações cíclicas alternadas foram o modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto (1970-1973) e o modelo de Dodd-Restrepo-Posada (1995).

- **Modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto**

No modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto [32] o comportamento cíclico do aço é representado através de troços curvos que se desenvolvem no interior de uma envolvente definida por retas paralelas com inclinação igual a E_s , com base no troço elástico, e por outras duas retas paralelas ao troço de endurecimento E_{s1} . Deste modo, os caminhos de carga e descarga encontram-se contidos por uma envolvente correspondente à curva bilinear para um carregamento monotónico, conforme ilustra a Figura 2.6.

Cada semi-ciclo da curva tensão-extensão é dado de forma normalizada por:

$$f^* = (1 - \mu) \frac{\varepsilon^*}{[1 + (\varepsilon^*)^R]^{1/R}} + \mu \varepsilon^* \quad (2.19)$$

com:

$$f^* = \frac{f_s}{f_y}; \varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_y} \quad (2.20)$$

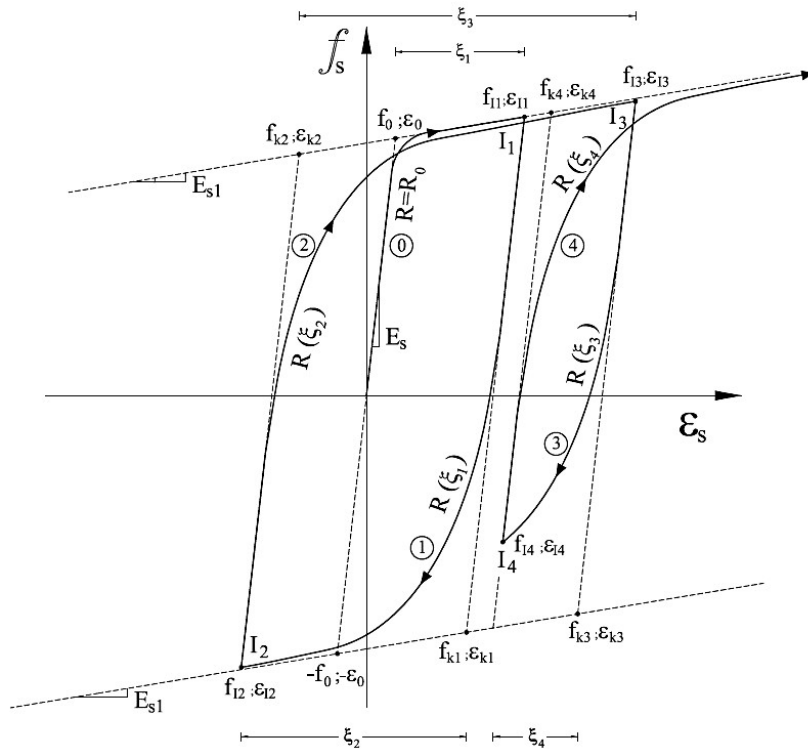


Figura 2.6: Modelo de Giuffré-Menegotto e Pinto [37]

Para o semi-ciclo correspondente ao primeiro carregamento e aos carregamentos consequentes, a tensão (f^*) e a extensão normalizadas (ε^*) são dadas por:

$$f^* = \frac{f_s - f_{ln}}{f_{kn} - f_{ln}}; \quad \varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{ln}}{\varepsilon_{kn} - \varepsilon_{ln}} \quad (2.21)$$

A relação entre a rigidez do troço de endurecimento, E_{s1} , e o módulo de elasticidade inicial, E_s , é dado pela razão de endurecimento por extensão:

$$\mu = \frac{E_{s1}}{E_s} \quad (2.22)$$

com:

$$E_{s1} = \frac{f_{ult} - f_y}{\varepsilon_{ult} - \frac{f_y}{E_s}} \quad (2.23)$$

onde:

f_{ult} – tensão máxima ou última do aço;

ε_{ult} – extensão máxima ou última do aço;

f_y – tensão de cedência do aço;

E_s – módulo de elasticidade do aço.

O efeito de Bauschinger ocorre depois de a armadura entrar em cedência e caracteriza-se por um comportamento não linear da armadura. Este efeito é representado pelo parâmetro R , definido pela expressão 2.24, e representa a curvatura entre o troço elástico e o troço de endurecimento após cada semi-ciclo.

$$R(\xi_n) = R_0 - \frac{a_1 \xi_n}{a_2 + \xi_n} \quad (2.24)$$

O parâmetro ξ_n representa a deformação plástica do semi-ciclo anterior e R_0 , a_1 e a_2 correspondem a parâmetros que caracterizam os diferentes aços, devendo ser obtidos por comparação com as curvas experimentais. No entanto para aços de construção corrente, os autores [32], sugerem os seguintes valores: $R_0 = 20.0$, $a_1 = 18.5$ e $a_2 = 0.15$.

Filippou et al [23] propuseram uma translação da envolvente no troço de inclinação E_{s1} por forma a considerar o endurecimento cíclico isotrópico. Esta translação é dada por:

$$f_{trans} = a_3 f_y \left[\frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_y} - a_4 \right] \quad (2.25)$$

em que ε_{max} diz respeito à extensão máxima absoluta ocorrida até à inversão de carga e, a_3 e a_4 são parâmetros característicos do aço determinados experimentalmente.

Ao longo do tempo têm sido propostos alguns reajustes ao modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto. Tomem-se como exemplos Gomes (1992) e Monti e Nuti (1992) ao acrescentarem propostas que simulam o efeito da encurvadura dos varões em compressão e o endurecimento cíclico isotrópico.

- **Modelo de Dodd e Restrepo-Posada**

Dodd e Restrepo [15] propuseram um modelo baseado no sistema de coordenadas naturais em que a extensão e a tensão são definidas em função das propriedades geométricas instantâneas. Este modelo descreve o comportamento de aços laminados a quente, através da definição de uma curva de tensão-extensão dividida em 4 fases: região elástica, patamar de cedência, zona de endurecimento e zona pós tensão última, conforme ilustrado na Figura 2.5A. O diagrama tensão-extensão do aço utilizado para tração e compressão é essencialmente o mesmo até se atingir a tensão última, se as tensões e extensões foram alteradas para o sistema de coordenadas naturais [15]. O sistema de coordenadas naturais relaciona-se com o sistema de coordenadas usualmente utilizadas através da seguinte expressão:

$$\varepsilon'_s = \ln(1 + \varepsilon_s) \quad \text{e} \quad f'_s = f_s(1 + \varepsilon) = f_s e^{\varepsilon'_s} \quad (2.26)$$

De acordo com este modelo para traçar o andamento do diagrama tensão-extensão característico dos aços laminados a quente são necessários: o módulo de elasticidade, E_s ; a tensão de cedência, f_y ; a extensão a partir do qual começa o endurecimento, ε'_{sh} ; a extensão e a tensão última, respetivamente, ε'_{su} e f'_{su} ; e um ponto adicional na zona de endurecimento, $(\varepsilon'_{sh,1}; f'_{sh,1})$.

O diagrama de tensão-extensão do aço é assim definido na região elástica por:

$$f_s = E_s \varepsilon'_s \quad (2.27)$$

após o ramo elástico, o patamar de cedência é definido por:

$$f_s = f_y e^{\varepsilon'_s} \quad (2.28)$$

Nesta fase, o declive da reta é geralmente nulo para o sistema de coordenadas utilizado normalmente. Com a introdução do sistema de coordenadas naturais, o patamar de cedência apresenta uma ligeira inclinação.

O ramo de endurecimento é então definido com base na curva sugerida por Mander et al. (1984), com uma ligeira modificação devido ao declive nulo na zona do patamar de cedência, do seguinte modo:

$$f'_s = \left[f'_{sh} + \frac{\partial f'_{su}}{\partial \varepsilon'_s} (\varepsilon'_{su} + \varepsilon'_{sh}) - f'_{su} \right] \left\{ \frac{\varepsilon'_{su} - [\varepsilon'_s - \varepsilon'_0]}{\varepsilon'_{su} - \varepsilon'_{sh}} \right\}^P - \frac{\partial f'_{su}}{\partial \varepsilon'_s} \{ \varepsilon'_{su} - [\varepsilon'_s - \varepsilon'_0] \} + f'_{su} \quad (2.29)$$

em que:

$$P = \log \left[\frac{f'_{sh,1} + \frac{\partial f'_{su}}{\partial \varepsilon'_s} (\varepsilon'_{su} - \varepsilon'_{sh,1}) - f'_{su}}{f'_{sh} + \frac{\partial f'_{su}}{\partial \varepsilon'_s} (\varepsilon'_{su} - \varepsilon'_{sh}) - f'_{su}} \right] / \log \left(\frac{\varepsilon'_{su} - \varepsilon'_{sh,1}}{\varepsilon'_{su} - \varepsilon'_{sh}} \right) \quad (2.30)$$

O termo ε'_0 é nulo para carregamentos monotónicos. Para cargas cíclicas, este parâmetro representa a translação que ocorre no patamar de cedência quando ocorre a descarga.

No modelo proposto por Dodd e Restrepo é considerada a redução do módulo de elasticidade com o aumento da extensão plástica. Este módulo de elasticidade reduzido, E'_u , é função da máxima extensão plástica, ε_M , e é determinado de acordo com a expressão 2.31. Como mostra a Figura 2.7, o ramo de descarga sob cargas cíclicas é inicialmente elástico (E'_u) até atingir um comprimento vertical de f_y . Em seguida o ramo de descarga segue uma curva de amolecimento descrita pelo efeito de Bauschinger, conforme ilustra a Figura 2.8.

A extensão total do patamar de cedência é assumida como sendo constante, independentemente do número de descargas que é solicitado.

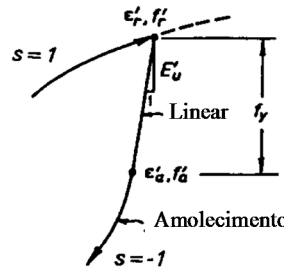


Figura 2.7: Diagrama tensão-extensão no varão para a reversão de carga (Adaptado de [15])

$$\frac{E'_u}{E_s} = \left[0.82 + \frac{1}{5.55 + 1000\varepsilon_M} \right] \quad (2.31)$$

Quando ocorre uma descarga na zona de endurecimento, é necessário atualizar o módulo de descarga, E'_u , e a extensão de retorno, ε'_0 . A extensão de retorno é dada pela expressão 2.32.

$$\varepsilon'_0 = \varepsilon'_r + \frac{f_y}{E'_u} \quad (2.32)$$

em que ε'_r é a extensão máxima em cada ciclo.

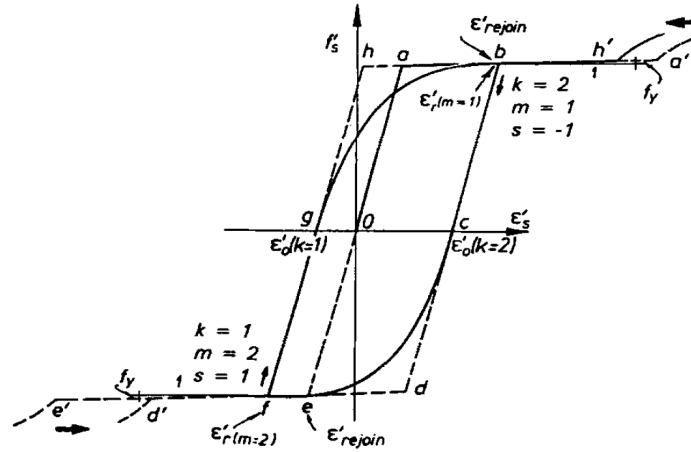


Figura 2.8: Diagrama tensão-extensão na zona do patamar de cedência [15]

Resultados experimentais mostraram que depois de a extensão do ramo de endurecimento começar, a forma das curvas de descarga são independentes da curva monotônica. A curva de descarga torna-se paralela à curva original apenas quando se verificam extensões elevadas. Esta curva é inicialmente linear até ao ponto $[\epsilon'_a, f'_a]$, seguida por uma curva suave (efeito de Bauschinger) com inclinação E'_u até à extensão última pretendida, conforme mostra a Figura 2.9.

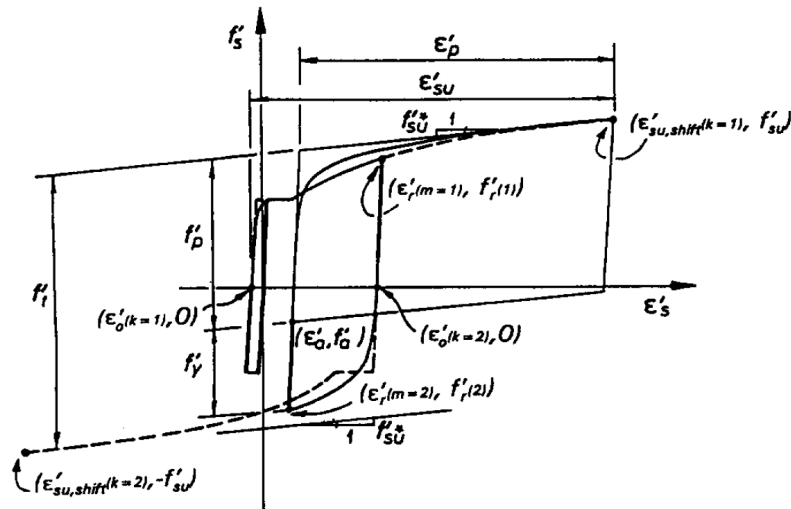


Figura 2.9: Variáveis utilizadas para descrever a curva de descarga [15]

O ponto correspondente à extensão e tensão últimas, respetivamente ϵ_{su} e f_{su} , marca o fim do comportamento considerado útil para o diagrama tensão-extensão do aço, ou seja, o ramo pós-pico não é considerado na análise numérica.

Para diferentes aços, o efeito de Bauschinger apresenta formas distintas, prendendo-se esta diferença com o teor de carbono próprio de cada aço. Os autores [15] encontraram boas correlações entre os diagramas do aço obtidos experimentalmente e os numéricos, quando o teor de carbono não excede 0.22% da sua massa. É também de realçar que o efeito de encurvadura não está implícito, focando-se os autores apenas no comportamento mecânico do aço.

2.2. Critérios de avaliação de dano estrutural

As estruturas quando sujeitas a ações sísmicas têm a capacidade de dissipar energia através do seu comportamento não linear. Desta forma, para avaliar a capacidade de resposta não linear da estrutura é necessário quantificar-se o nível de danos estruturais em cada elemento. Esta quantificação de dano estrutural conduz à definição de modelos que permitem prever o comportamento e avaliar a segurança das estruturas após serem solicitadas.

Alguns modelos de avaliação e desempenho do comportamento estrutural têm em consideração a redução das capacidades iniciais, nomeadamente a redução de rigidez, resistência ou capacidade de dissipação de energia. Autores como Hose e Seible [25] e Park e Ang [33] propuseram modelos com base na redução de capacidade resistente inicial do elemento estrutural, onde definiram cinco níveis de classificação de dano e avaliação de desempenho estrutural, que vão desde SEM DANO até COLAPSO. Nas Tabelas 2.1 e 2.2, encontram-se respetivamente os cinco níveis de classificação correspondentes ao desempenho e dano estrutural.

Tabela 2.1: Avaliação do desempenho estrutural

Nível	Nível de desempenho	Descrição de desempenho	
		Qualitativo	Quantitativo
I	FENDILHAÇÃO	Aparecimento de microfissuras	Fissuras pouco visíveis
II	CEDÊNCIA	Cedência teórica das armaduras longitudinais	Abertura de fendas <1mm
III	INICIAÇÃO DO MECANISMO LOCAL	Início das deformações não lineares. Aparecimento descasque do betão	Abertura de fendas 1 a 2mm. Zona de destaque > 1/10 da espessura da seção
IV	DESENVOLVIMENTO COMPLETO DO MECANISMO LOCAL	Espessuras largas de fendas/fim do descasque na região do mecanismo local	Abertura de fendas > 2mm Fendas diagonais em 2/3 da espessura da seção. Zona de descasque > 1/2 da largura da seção
V	DEGRADAÇÃO DE RESISTÊNCIA	Encurvadura das armaduras principais. Rotura das cintas. Esmagamento do núcleo de betão	Abertura de fendas > 2mm no núcleo de betão. Dilatância medida > 5% da dimensão original do elemento

Tabela 2.2: Avaliação do dano estrutural

Nível	Classificação dos danos	Descrição		
		Danos	Reparação	Sócio-económica
I	SEM DANO	Fendilhação pouco visível	Sem necessidade	Totalmente operacional
II	POUCO SIGNIFICATIVOS	Fendilhação	Possível	Operacional
III	MODERADOS	Abertura de fendas Início descasque	Mínima	Proteger vidas
IV	ELEVADOS	Fendas muito largas	Necessária	Perto do colapso
V	ROTURA LOCAL/COLAPSO	Deformação permanente visível Encurvadura/rotura varões	Substituição	Colapso

2.2.1. Índice de deformação residual

O índice de deformação residual, RDI , é função do comportamento não linear da estrutura sujeita a carregamentos cíclicos e depende das deformações residuais permanentes observadas após retirar o carregamento. Este índice adimensional é obtido pela diferença entre o deslocamento residual e o deslocamento de cedência, a partir da expressão 2.33.

$$RDI = \frac{\delta_r}{\delta_y} \quad (2.33)$$

No caso de elementos estruturais que apresentam respostas não simétricas nas duas direções de carga (Figura 2.10) devido à geometria ou à pormenorização das armaduras ser assimétrica (como o pilar em análise no capítulo 5) a expressão anterior sofre uma pequena alteração.

$$RDI = \frac{1}{2} \left(\frac{\delta_{r1}}{\delta_{y1}} + \frac{\delta_{r2}}{\delta_{y2}} \right) \quad (2.34)$$

2.2.2. Energia dissipada

A energia dissipada (W_d) é um dos parâmetros que permite avaliar o desempenho dos elementos estruturais ao longo do tempo considerando o efeito da repetição de ciclos. Esta é calculada a partir da área delimitada no diagrama força-deslocamento, conforme ilustra a Figura 2.10.

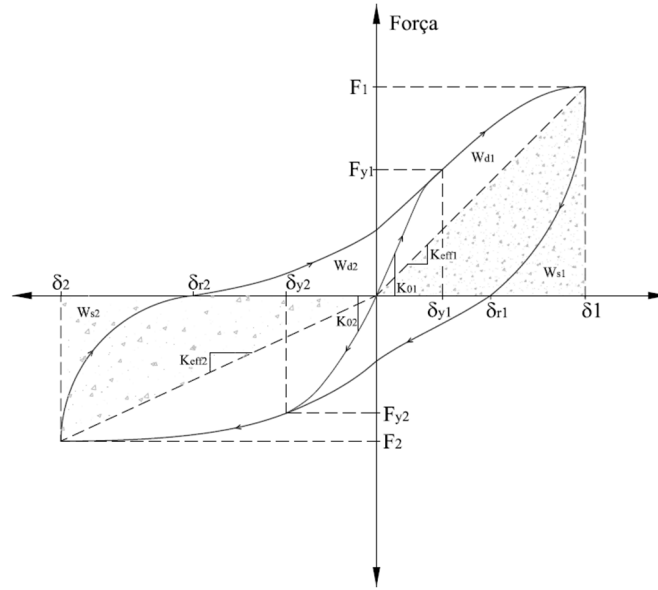


Figura 2.10: Energia dissipada em cada ciclo [37]

2.2.3. Amortecimento viscoso equivalente

Outro parâmetro utilizado para prever o nível de desempenho é a taxa de amortecimento viscoso, ξ_{eq} , que descreve o amortecimento histerético para deslocamentos com a mesma amplitude. O parâmetro ξ_{eq} é determinado pela seguinte expressão:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{W_d}{F \times \delta} \right) = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{W_d}{W_s} \right) \quad (2.35)$$

em que F e δ representam o valor da força e do deslocamento de pico. A área W_s , representa a energia de deformação elástica armazenada num sistema elástico linear equivalente.

Conforme descrito anteriormente, para elementos estruturais não simétricos, o amortecimento viscoso equivalente é dado por:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{W_{d1}}{W_{s1}} + \frac{W_{d2}}{W_{s2}} \right) \quad (2.36)$$

2.2.4. Rigidez efetiva normalizada

A rigidez efetiva normalizada (n_k) traduz a relação entre a rigidez num determinado ciclo de carga e a rigidez inicial, indicando o estado de degradação do elemento após cada ciclo de carga. A rigidez inicial (K_0) é calculada a partir de:

$$K_0 = \frac{F_y}{\delta_y} \quad (2.37)$$

$$n_k = \frac{K_{eff}}{K_0} \quad (2.38)$$

em que K_{eff} é rigidez efetiva (ou rigidez elástica equivalente) obtida a partir da razão entre a força F e o deslocamento máximo em cada semi-ciclo (Figura 2.10).

Conforme descrito anteriormente, para elementos estruturais não simétricos, a rigidez efetiva normalizada é dada por:

$$n_k = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{eff1}}{K_{01}} + \frac{K_{eff2}}{K_{02}} \right) \quad (2.39)$$

No sentido de enquadrar os resultados obtidos para os parâmetros RDI, ξ_{eq} e n_k com os níveis de desempenho e dano referidos anteriormente, Hose e Seible [25] propuseram curvas de identificação em função do modo de comportamento dos elementos estruturais. Na Figura 2.11 apresentam-se os limites para cada parâmetro, considerando um comportamento com degradação de resistência e um comportamento frágil.

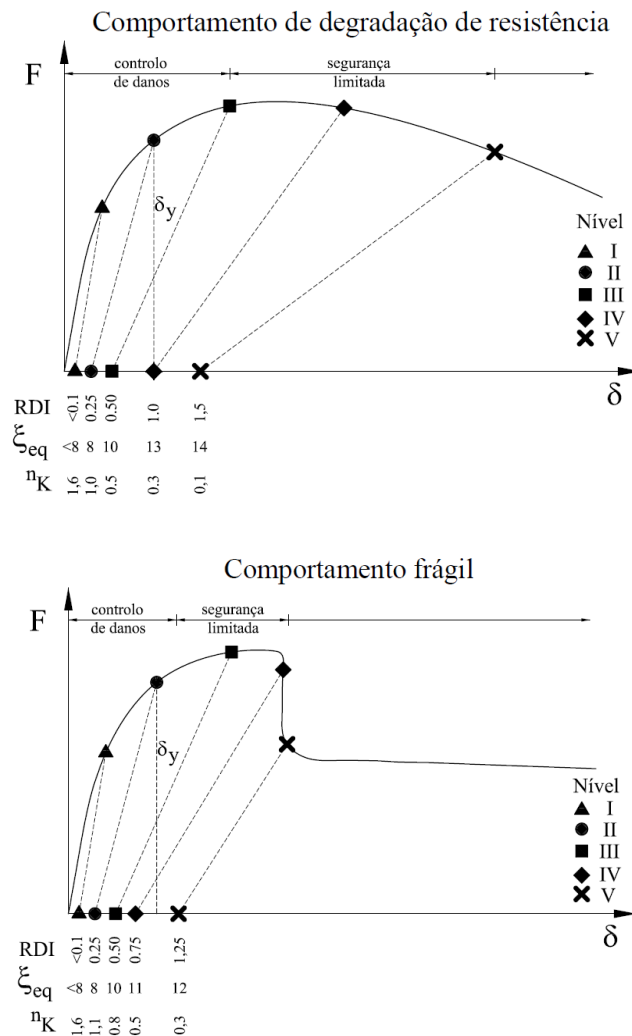


Figura 2.11: Curvas de identificação em função do modo de comportamento do pilar [37]

2.2.5. Índice de dano de Park e Ang

O índice proposto por Park e Ang (1985) [33] permite avaliar o dano dos elementos estruturais, caracterizando-se por ser de aplicação geral a qualquer estrutura, fácil formulação e interpretação de resultados [43]. Este índice combina as contribuições de dano em função da máxima deformação e da energia dissipada da seguinte forma:

$$PA = \frac{\delta_c}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} \int dE \quad (2.40)$$

onde δ_c é o deslocamento máximo obtido para cada ciclo, δ_u é o deslocamento em que a rotura ocorre, β é o parâmetro da degradação de resistência, F_y é a força de cedência e $\int dE$ corresponde à energia dissipada para a resposta histerética. O parâmetro β exerce grande influência na parcela da energia dissipada, pelo que existem propostas para estimar este valor (expressão 2.41), como é o caso da sugerida por Kunnath et al. (1990). O mesmo autor sugere a utilização de um valor médio para o β de 0.05.

$$\beta = \left[0.37 \frac{N}{A_g f_c} + 0.36 \left(\frac{\rho_l f_y}{0.85 f_c} - 0.2 \right)^2 \right] 0.9 \rho_w \quad (2.41)$$

em que:

A_g - área bruta da seção;

f_c - resistência à compressão do betão;

f_y - tensão de cedência da armadura longitudinal;

N - esforço axial;

ρ_l – percentagem da armadura longitudinal;

ρ_w – percentagem da armadura transversal.

O índice de resposta sísmica PA é expresso como a combinação linear de dano gerado pela excessiva deformação e pelo efeito de cargas cíclicas repetidas. Teoricamente, o valor de PA é nulo quando a resposta é elástica. Por outro lado, valores superiores a 1.0 correspondem ao colapso ou dano total da estrutura [33,43].

O índice de dano PA pode ser aplicado: a elementos estruturais separadamente, à estrutura global ou a combinação dos índices de dano locais de cada elemento estrutural. O índice de dano global é obtido em função do índice de dano local de cada elemento estrutural, recorrendo à energia dissipada em cada elemento (E_i) em função da energia total dissipada pela estrutura (E_k) (expressão 2.42)

$$PA_G = \sum_i \alpha_i PA_i \quad (2.42)$$

em que:

$$\alpha_i = E_i / \sum_k E_k \quad (2.43)$$

Alguns autores calibraram o modelo de dano proposto para situações de estruturas de betão armado após a ocorrência de sismos, tendo catalogado o dano dos elementos da estrutura em cinco níveis de acordo com a aparência física observada. A Tabela 2.3 faz a correlação entre o nível de dano associado a uma consequência física na estrutura e o índice de dano desenvolvido por Park e Ang (1985).

Tabela 2.3: Índice de dano calculado vs dano observado (Adaptado de [43])

Inspeção de dano		Índice de dano calculado	
Nível de dano	Aparência física	Local	Global
V - Colapso	Total ou parcial colapso da estrutura	>1.0	>1.0
IV - Severo	Extenso esmagamento do betão. Encurvadura das armaduras	0.75-1.0	0.50-1.0
III - Moderado	Fendas largas. Fragmentação do betão em elementos fracos	0.35-0.75	0.30-0.50
II - Menor	Pequenas fendas ao longo da estrutura. Esmagamento parcial do betão nos pilares	0.10-0.35	0.10-0.30
I - Leve	Ocorrência esporádica de fendilhação	0.0-0.10	0.0-0.10

Capítulo 3

Efeitos da corrosão no comportamento do aço

O presente capítulo tem por objetivo descrever o comportamento mecânico dos varões de aço e estruturas de betão armado, quando sujeitas a corrosão. São referidos alguns ensaios laboratoriais em estruturas de betão armado com corrosão nas armaduras, bem como estudos que incidem sobre a simulação de corrosão em varões de aço, dando-se maior enfoque aos ensaios e resultados obtidos na simulação de corrosão localizada ou por picagem.

3.1. Manifestação da corrosão

A corrosão das armaduras é um dos principais fatores de diminuição da durabilidade das estruturas de betão armado, reduzindo a sua vida útil. O aparecimento de corrosão nas armaduras pode surgir em duas fases distintas: na fase de obra, devido à exposição dos varões à atmosfera durante a armazenagem e transporte, e nos elementos de betão armado, quando sobre estes incide a ação de iões cloreto ou se dá a carbonatação do betão. Na maioria dos casos, na fase de obra os efeitos da corrosão nos varões são insignificantes a não ser que se verifique perda apreciável de seção do varão [22].

Após a betonagem, o ambiente alcalino que rodeia as armaduras dá origem à formação de uma camada passiva na superfície do varão. Esta membrana passiva é constituída por uma camada compacta de Fe_3O_4 e/ou Fe_2O_3 que se forma na superfície dos varões devido às condições de alta alcalinidade (pH 12.5-13.5) da solução porosa de betão. É apenas quando esta camada passiva diminui o seu pH devido à carbonatação da zona do recobrimento do betão ou à penetração de iões cloreto através do recobrimento ou por outros mecanismos menos comuns como o ataque por iões sulfureto ou por correntes elétricas, que a corrosão se pode desenvolver [22]. A espessura da camada passiva é de apenas 10×10^{-9} m (10 Angström), pelo que é facilmente destruída e a sua ação protetora contra a corrosão é bastante limitada.

A destruição desta camada passiva pode resultar da ação isolada de um agente ou pela combinação do ataque por iões cloreto e carbonatação. Em zonas expostas a ambientes marítimos, costeiros ou saís descongelantes, o ataque por iões cloreto é predominante, no entanto por vezes associa-se a ação da carbonatação, desencadeando a aceleração da corrosão por iões cloreto. Já o ataque por carbonatação surge em ambientes industriais e urbanos onde a concentração de dióxido de carbono é elevada [27].

A corrosão tende a ser mais evidente em locais específicos da estrutura, como sendo as zonas de canto ou de sobreposição, onde o ataque por carbonatação e cloretos tendem a desenvolver-se não uniformemente [9].

Consoante a corrosão em elementos de betão armado se manifesta ao longo das armaduras ou numa zona pontual é designada respetivamente por corrosão generalizada ou localizada.

A Figura 3.1 mostra esquematicamente a seção transversal de varões com corrosão generalizada e localizada. No caso da corrosão generalizada, observa-se uma penetração uniforme da corrosão, x , por outro lado, na corrosão localizada, esta penetração é localizada, p_{local} com $4 \leq \alpha \leq 8$, e caracteriza-se pela dissolução do aço nesta zona, sendo que os produtos resultantes (ferrugem) tendem a acumular-se à volta do varão, voltados para o recobrimento de betão [8].

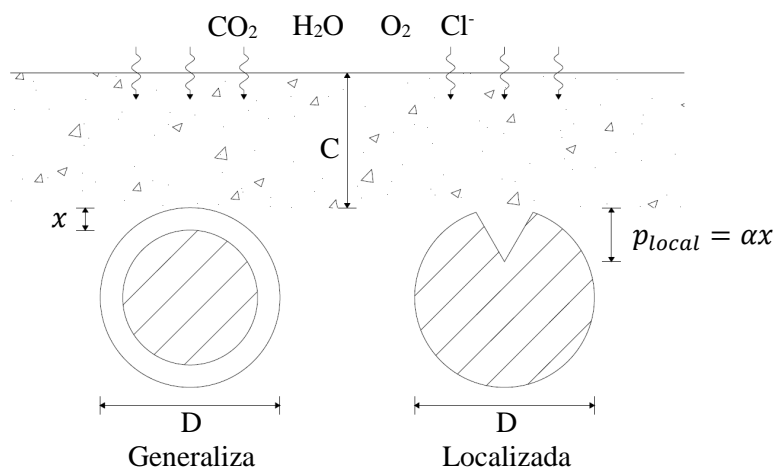


Figura 3.1: Geometria dos varões corroídos (Adaptado de [8])

3.1.1. Ação da carbonatação (corrosão generalizada)

A carbonatação ocorre quando o dióxido de carbono presente no ar é absorvido pelo betão e reage com o hidróxido de cálcio, originando carbonato de cálcio e água. Como consequência o pH baixa ($\text{pH} \approx 9$) e provoca a destruição da película passiva envolvente das armaduras. Este tipo de corrosão designa-se por generalizada, pois ocorre em extensas zonas da superfície do aço, sendo o seu

processo de propagação lento. A corrosão por carbonatação começa quando a frente de carbonatação atinge 80% da profundidade do recobrimento [27].

Para além da ação da carbonatação, a corrosão generalizada também pode ocorrer por ação de iões cloreto, quando estes têm incidência em zonas extensas das armaduras provocando a total despassivação das mesmas [9].

A corrosão generalizada é mais frequente nas estruturas de betão armado, devido à perda de capacidade do betão em manter os níveis de pH ao longo de extensas zonas da superfície do aço. Este tipo de corrosão está associada à formação de produtos resultantes de reações químicas que originam os óxidos de ferro (formação de uma “ferrugem castanha”). Estes óxidos ocupam um volume maior que o volume original do varão, e esta expansão do varão corroído conduz à fendilhação e eventualmente ao destacamento do recobrimento do varão antes de se observar perda significativa de seção transversal [22]. Além disso, este tipo de corrosão provoca a deterioração da aderência entre a ligação aço-betão.

3.1.2. Ação dos iões cloreto (corrosão localizada)

A corrosão localizada ou por picagem está associada à contaminação por iões cloreto, caracterizando-se por uma propagação mais célere que a corrosão generalizada. Este tipo de corrosão não provoca o mesmo grau de expansão volumétrica que a generalizada e como tal, a tendência de o varão corroído provocar fendilhação no recobrimento do betão é menor. Não obstante, pode ocorrer perda elevada de seção do varão sem que sejam visíveis sinais de deterioração na superfície do elemento de betão armado.

Quando a elevada concentração de iões cloreto se manifesta ao longo de um comprimento extenso do varão, a diminuição do pH pode levar à corrosão generalizada. Embora os iões cloreto sejam, na maioria dos casos, os principais responsáveis pela corrosão por picagem, existem iões que em concentrações elevadas causam este mesmo efeito, como é o caso dos iões sulfato e enxofre, adicionados durante o fabrico do betão ou por penetração em ambientes industriais ou urbanos [27]. Na Figura 3.2 ilustra-se o fenómeno da corrosão localizada num varão de aço com 16 mm de diâmetro, sujeito à ação de iões cloreto.

Diversos autores [6,22,27] referem que a corrosão por picagem é preocupante em estruturas de betão armado por dois motivos: perda de seção sem que a estrutura apresente sinais visíveis de deterioração, como a fendilhação no betão, e pela redução da resistência e ductilidade dos varões. De acordo com Tuutii [42] a corrosão por picagem apresenta uma redução da área do varão 4 a 10 vezes maior que a observada na corrosão generalizada.



Figura 3.2: Corrosão localizada num varão de aço com 16 mm [16]

3.2. Efeitos da corrosão no comportamento de elementos de betão armado

Nas últimas décadas foram realizados diversos ensaios para simular os efeitos da corrosão no comportamento de elementos de betão armado. Para simular o efeito da corrosão nos varões, foi imposta, regra geral, corrente elétrica com intensidades superiores às naturais para provocar corrosão nas armaduras através do processo eletroquímico. Posteriormente, aos elementos de betão armado, foram aplicados carregamentos constantes ou cíclicos alternados de amplitude constante.

Rodriguez et al. (1997) [39] realizaram ensaios em 31 vigas com diferentes geometrias e percentagens de armadura, sujeitas a diferentes níveis de corrosão. O processo de corrosão foi induzido pela aplicação de uma corrente elétrica de $100\mu\text{A}/\text{cm}^2$, cerca de dez vezes superior à medida para betões altamente corroídos. Estes autores concluíram que a corrosão das armaduras afeta o desempenho das vigas, uma vez que provoca o aumento da flecha e a largura de fendas para as condições de serviço, reduzindo a resistência para as condições últimas. O modo de rotura das vigas, tipicamente por flexão, na presença de corrosão passa a ser, maioritariamente, devido ao corte. Esta alteração do modo de rotura deve-se à deterioração por picagem dos estribos e à fendilhação e destacamento do recobrimento.

Ying et al. (2012) [45] efetuaram ensaios em 13 pilares circulares de betão armado sujeitos à combinação de compressão axial e deslocamentos cíclicos alternados. As variáveis controladas foram o nível de corrosão das armaduras e a carga axial aplicada. O rácio de perda de massa por corrosão das armaduras variou entre 0% e 15.1% e o rácio de carga axial entre 0.15 e 0.9. Nas estruturas em que estava presente a corrosão, as fendas longitudinais evoluíram paralelamente aos varões corroídos, conforme ilustra a Figura 3.3. Foi observado, que os produtos resultantes da

corrosão, vermelhos-pretos, encontravam-se concentrados ou nas proximidades das fendas originadas pela corrosão.



Figura 3.1: Fendas por corrosão (produtos vermelhos-pretos) [45]

Dada a proximidade com a superfície e o reduzido diâmetro quando em comparação com os varões longitudinais, as cintas apresentam uma corrosão mais severa, tendo nalguns dos ensaios perdido toda a seção transversal em pontos localizados, perdendo deste modo a função de confinamento do betão nestas zonas. Ying [45] concluiu que pilares circulares corroídos, em particular, quando sujeitos a elevadas cargas axiais, apresentam um comportamento frágil. Pelo que a associação entre altos níveis de corrosão e elevadas

cargas axiais, levam a uma severa degradação do comportamento sísmico dos pilares. Quando os pilares apresentam rácios de corrosão entre os 10-20%, o comportamento da estrutura apresenta pior resposta histerética, maior degradação da rigidez, menor ductilidade e uma redução na energia dissipada, conforme ilustra a Figura 3.4.

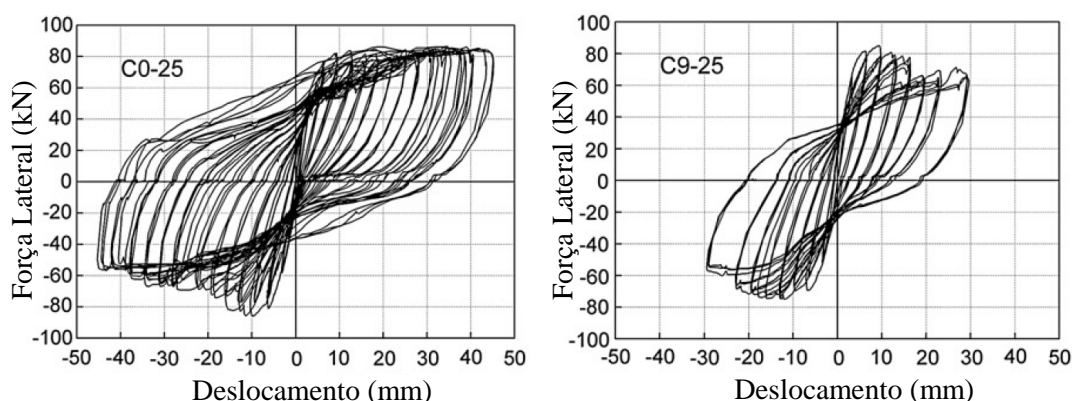


Figura 3.4: Comparação da resposta histerética para 0 e 9% de corrosão num pilar com um rácio de carga axial de 0.25 (Adaptado de [45])

Lee et al. (2002) [30] executaram ensaios cíclicos em 6 pilares retangulares de betão armado com a finalidade de estudar o dano provocado pela corrosão das cintas e os efeitos do reforço com compósitos nestas mesmas estruturas. As variáveis controladas nestes ensaios foram o nível de corrosão e o desempenho estrutural dos pilares reforçados. Por forma a simular corrosão nas armaduras, foi aplicada corrente elétrica de 4 A, durante 2, 4 e 8 semanas, respetivamente para os níveis de corrosão 1, 2 e 3.

Devido à corrosão dos varões, as zonas de formação de fendas ocorrem nos cantos das cintas. Este fenómeno deve-se à propensão da água para se infiltrar nestas zonas e aos cantos das cintas se

encontrarem sob grandes tensões devido à dobração na preparação das armaduras. A corrosão local das cintas em pilares de betão armado, onde os esforços axiais são dominantes, para além de provocar fratura das cintas, origina uma rotura frágil por corte devido à encurvadura dos varões longitudinais quando sujeitos a cargas cíclicas.

O reforço com compósitos para estruturas com armaduras já corroídas revelou-se um método eficaz para prevenir a propagação da fendilhação por corte, bem como do aparecimento de fendilhação devido à expansão volumétrica das armaduras corroídas. Para além de garantir a “restrição” da fendilhação, o efeito do confinamento aumenta o comportamento dúctil da estrutura, e consequentemente a resistência e dissipação de energia dos pilares, independentemente do nível de corrosão nas suas armaduras.

Na Figura 3.5, ilustra-se a resposta dos pilares não corroídos (RC-SOUND) e com corrosão de nível 1 (RC-COR-1) sem qualquer reforço e a resposta para corrosão de nível 1 e reforço por injeção de resina epóxi e encamisamento por fibras de carbono (RICF-COR-1).

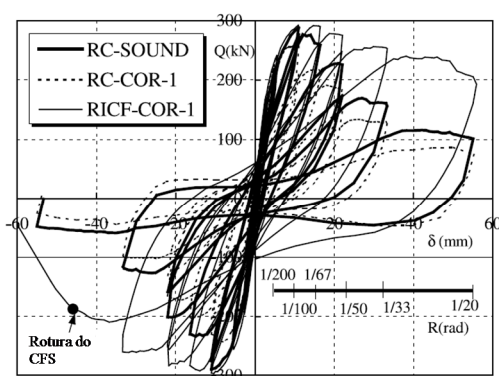


Figura 3.5: Comparação da resposta histerética do pilar sob a influência de corrosão e encamisamento com compósitos (Adaptado de [30])

3.3. Efeito da corrosão no comportamento mecânico do aço

Com o intuito de se estudar as consequências provocadas pela corrosão, alguns autores dedicaram-se ao estudo do efeito da corrosão no comportamento mecânico dos varões de aço, simulando nos varões condições semelhantes às observadas nas estruturas de betão armado.

Almusallam [1] estudou os efeitos da corrosão em varões de diâmetros de 6 e 12 mm, localizados dentro de um elemento de betão ao qual foi aplicada uma corrente elétrica até atingir o grau de corrosão pretendido. O autor concluiu que utilizando a seção final (após corrosão) se observava um decréscimo ligeiro na resistência à tração. No entanto, quando a resistência à tração era calculada utilizando o diâmetro nominal, a tensão resultante era inferior a 600 MPa, valor mínimo definido

pela ASTM A 615 para a classe do aço utilizada, para níveis de corrosão superiores a 12% para varões de 6 mm, e superiores a 24% para os varões de 12 mm.

Ensaio de fadiga em tração, realizados por Apostolopoulos [2], em varões de 12 mm de diâmetro foram sujeitos a diferentes níveis de corrosão, entre 10 e 90 dias, resultantes da pulverização de uma solução com 5% de NaCl. Apostolopoulos [2] constatou através dos ensaios de tração que os varões, tinham uma rotura frágil devido à redução da extensão, que era tanto menor quanto maior os níveis de corrosão, conforme ilustra a Figura 3.6.

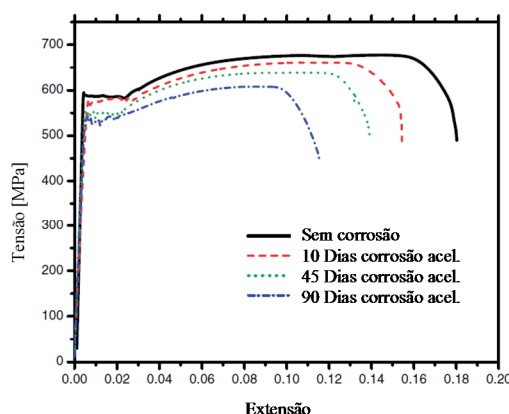


Figura 3.6: Diagrama tensão-extensão do aço S500s para diversos níveis de corrosão (Adaptado de [2])

No caso da resposta cíclica dos varões com corrosão, estes apresentavam uma redução do número de ciclos até à rotura, bem como a redução gradual da capacidade resistente e energia dissipada, conforme se observa na Figura 3.7.

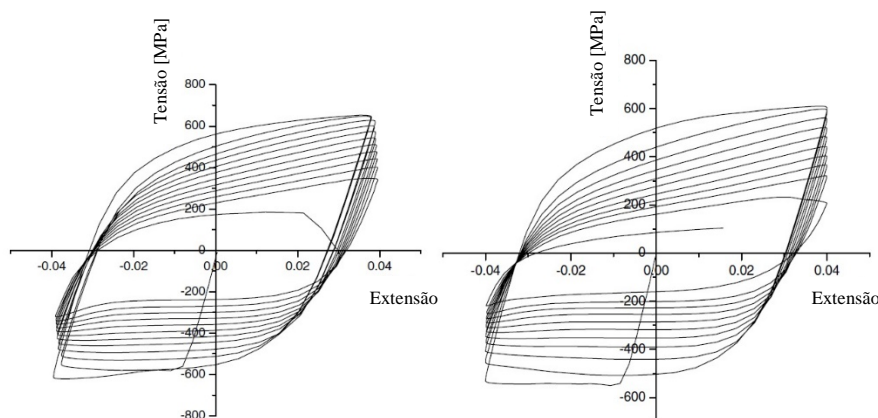


Figura 3.7: Comparação da resposta histerética para varões não corroídos (à esquerda) e corroídos, expostos a 90 dias de solução NaCl (à direita) (Adaptado de [2])

Apostoulos [3], num outro trabalho, estudou o impacto da corrosão na perda de massa e dureza em varões de aço BSt500s, com diâmetros de 8 e 12 mm, expostos a ambientes de NaCl durante 10, 20, 30, 45, 60 e 90 dias. Este aço é equivalente à classe S500s, e resulta de um processo de tratamento do aço (tempcore), com vista a melhorar o comportamento mecânico dos varões. Observando a seção

transversal, na Figura 3.8, denota-se a presença de um anel martensítico responsável pelo aumento de resistência, seguido de um anel bainítico e de um núcleo composto por ferrite-perlite.

Quanto à percentagem de massa perdida, Apostoulos [3] constatou uma redução de massa, num período de 10 a 90 dias respetivamente, de 0.60 a 31.86% nos varões de 8 mm e de 1.37 a 8.26% para os varões de 12 mm. Esta diferença de perda de massa observada resulta, para o mesmo tempo de exposição, na redução da camada exterior do material que é igual em ambos os diâmetros, sendo que, para diâmetros menores a área remanescente da seção é menor comparativamente com a área resultante nos diâmetros maiores.

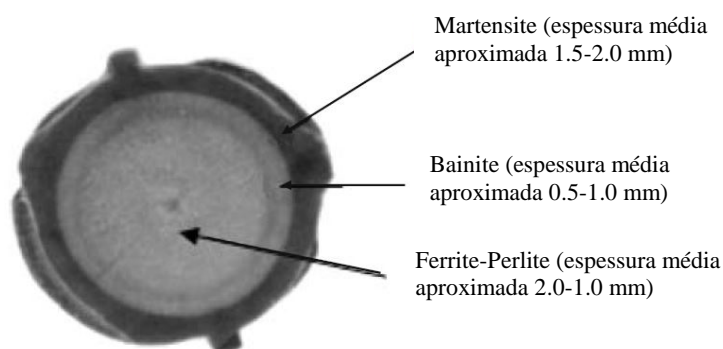


Figura 3.8: Secção transversal de um varão Ø8 mm, classe Bst500s (Adaptado de [3])

Relativamente à dureza do varão, quando este se apresenta não corroído, a camada exterior tem uma dureza elevada, associada à presença de martensite, sendo que esta dureza vai diminuindo à medida que se aproxima do centro do núcleo. Esta constatação encontra-se bem visível na Figura 3.9.

Devido à perda de massa provocada pela corrosão, esta camada mais dura de martensite é reduzida ou totalmente destruída no processo, pelo que a dureza no varão de aço é reduzida para 25-35% e 2-10% no exterior e interior do diâmetro do varão, respetivamente, para 30 e 60 dias de corrosão. Conforme se observa, a grande redução tem lugar no anel exterior de martensite que compõe a seção transversal, como consequência, as tensões de cedência e de rotura do aço diminuem, conforme se observa na Figura 3.6.

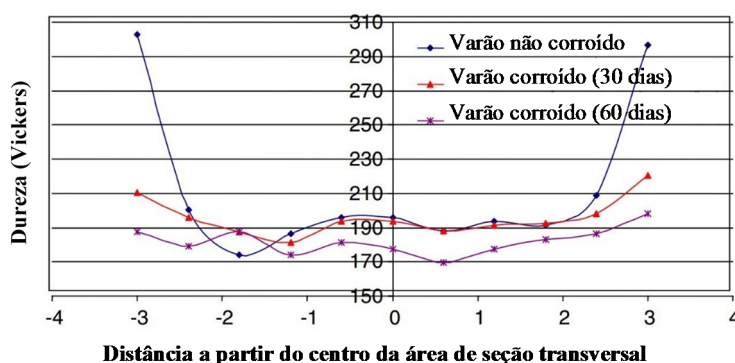


Figura 3.9: Teste de dureza para varões BSt500s de diâmetro 8 mm (Adaptado de [3])

Um estudo semelhante, realizado por João [27], simulou o comportamento mecânico de varões de aço à tração, para diferentes classes e diâmetros, sujeitos a corrosão localizada e generalizada. Como tal, para simular a corrosão localizada, João [27] procedeu à remoção de 10 e 20% de área da seção transversal, através do processo de fresagem, correspondente à profundidade de ataque pretendida. Na corrosão generalizada, a percentagem de área removida da seção transversal foi obtida por torneamento do varão de aço, para 10, 20, 30, 40 e 50% de redução da seção. Estas simulações de corrosão foram realizadas em varões de aço A500 utilizados atualmente na indústria da construção em Portugal, para diferentes processos de fabrico (NR, SD, ER) e segundo determinados diâmetros (8,10,16 e 25mm).

Segundo os resultados obtidos por João [27], a manifestação de corrosão localizada e/ou generalizada produz diferentes consequências na capacidade resistente do aço. De uma maneira geral, para a corrosão localizada a 10 e 20% de redução de seção, ocorriam respetivamente, diminuições da fase de endurecimento e patamar de cedência, caracterizadas pela redução da extensão total para a força máxima. No caso da simulação da corrosão generalizada, à medida que o grau aumentava, até 50% de redução de seção, verificou-se uma diminuição mais gradual da tensão de rotura, cedência e capacidade de absorção de energia em função da percentagem de seção removida, conforme ilustra a Figura 3.10.

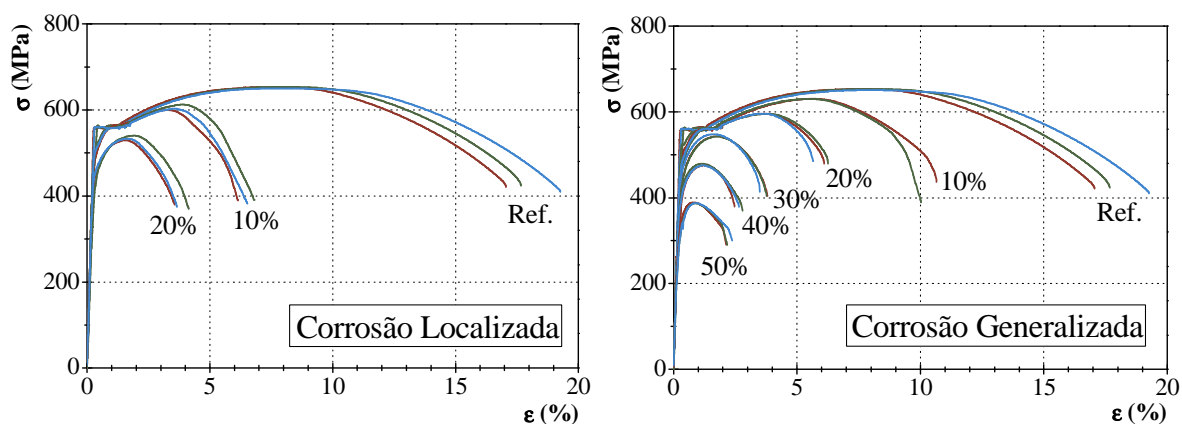


Figura 3.10: Gráfico tensão-extensão referente à simulação de corrosão localizada (à esquerda) e generalizada (à direita) em varões $\varnothing 16$ mm de classe NR [27]

Para os diversos resultados obtidos, verificou-se que no caso da tensão de rotura, para o mesmo nível de corrosão, que o decréscimo é mais acentuado na simulação da corrosão localizada, para aços de classe NR e SD (laminados a quentes), comparativamente com os sujeitos a corrosão generalizada (com diferenças de 20%). Para os aços de classe ER (endurecidos a frio) a diferença de comportamento observado entre as duas simulações de corrosão não foi tão notória.

Relativamente à tensão de cedência, a sua redução é mais acentuada no caso de varões sujeitos a corrosão localizada, independentemente da classe adotada. Em ambos os tipos de corrosão, João [27]

concluiu que a redução da tensão de rotura e cedência são aproximadamente proporcionais à área de seção removida.

Quanto à perda de ductilidade nos aços laminados a quente, para o mesmo nível de corrosão, a corrosão localizada apresenta reduções na extensão total superiores a 20%, quando comparadas com as obtidas na corrosão generalizada dos varões. Em qualquer dos casos de corrosão, os valores das extensões totais obtidas para as três classes estudadas encontram-se abaixo das especificações mínimas (LNEC E450, E456 e E460).

Desta forma João [27] conclui que o pior comportamento mecânico surge nos aços laminados a quente (classe NR e SD) comparativamente com os de classe ER, sendo a corrosão localizada aquela que tem um efeito mais gravoso. Como consequência é expectável uma elevada redução das características mecânicas destes aços e o aumento da probabilidade de rotura em elementos de betão armado quando este tipo de corrosão se manifesta.

Face ao descrito, sendo a corrosão localizada ou por picagem a situação mais danosa e o objeto de estudo da presente dissertação, seguidamente procede-se à exposição detalhada dos resultados dos ensaios obtidos por João [27], relativos à simulação da corrosão localizada em varões de aço para betão armado. A simulação da corrosão localizada realizada por João [27], caracteriza-se pela remoção de área da seção nominal do varão, de acordo com um processo de fresagem efetuado na zona central da amostra. O efeito deste processo de simulação mecânico encontra-se representado na Figura 3.11.

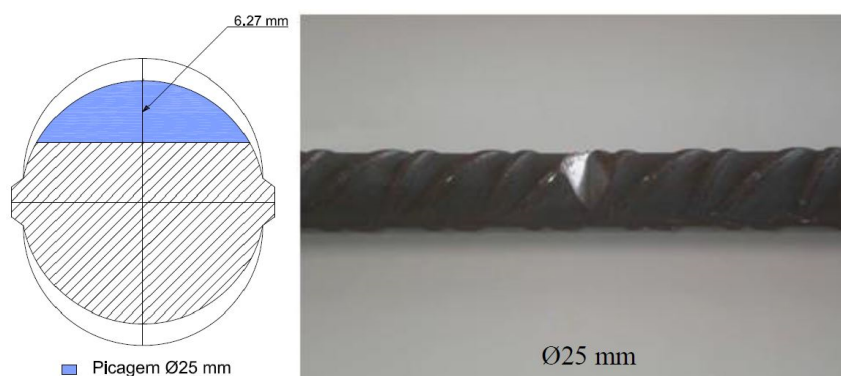


Figura 3.11: Processo de fresagem num varão de Ø25 mm com um grau de corrosão de 20% [27]

Para percentagens de remoção de seção de 10 e 20%, por fresagem, foram traçados diagramas tensão-extensão referentes a cada diâmetro e classe, com base nos ensaios de tração realizados [27]. As Figuras 3.12 a 3.15 apresentam o efeito da corrosão localizada nos diagramas tensão-extensão para cada diâmetro e classe do universo de amostras. É de salientar que os resultados dependem do valor médio do afastamento entre pontos de corrosão local e que no caso presente se assumiu que estariam afastados em média de 100 mm nas amostras de Ø 8, 10 e 16 mm e afastados de 200 mm nas amostras de Ø 25mm (correspondente à distância entre pontos de medição, L_0). Os diagramas tensão-extensão para o aço são válidos para o tipo de entalhe ilustrado, podendo os resultados variar consoante a geometria adotada para simular a perda de seção.

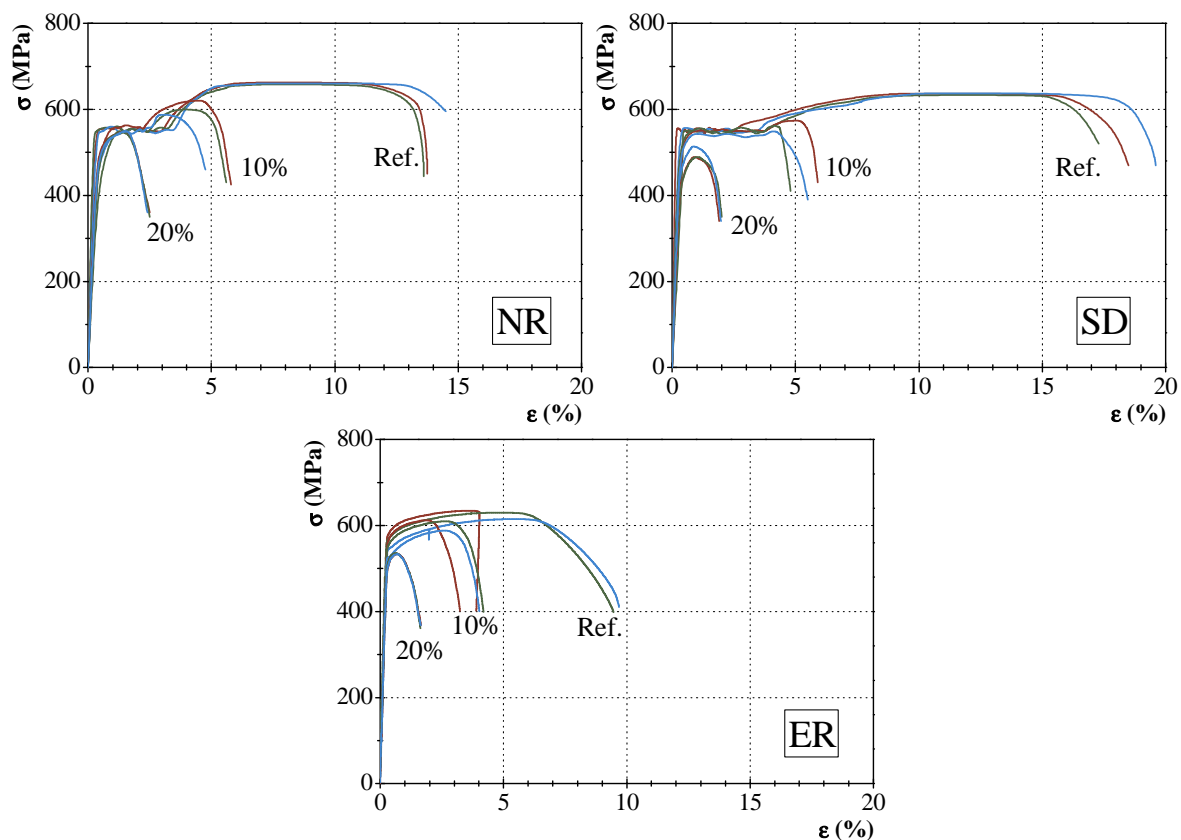


Figura 3.12: Diagrama tensão-extensão referente à corrosão localizada em varões $\varnothing 8$ mm da classe NR, SD e ER [27]

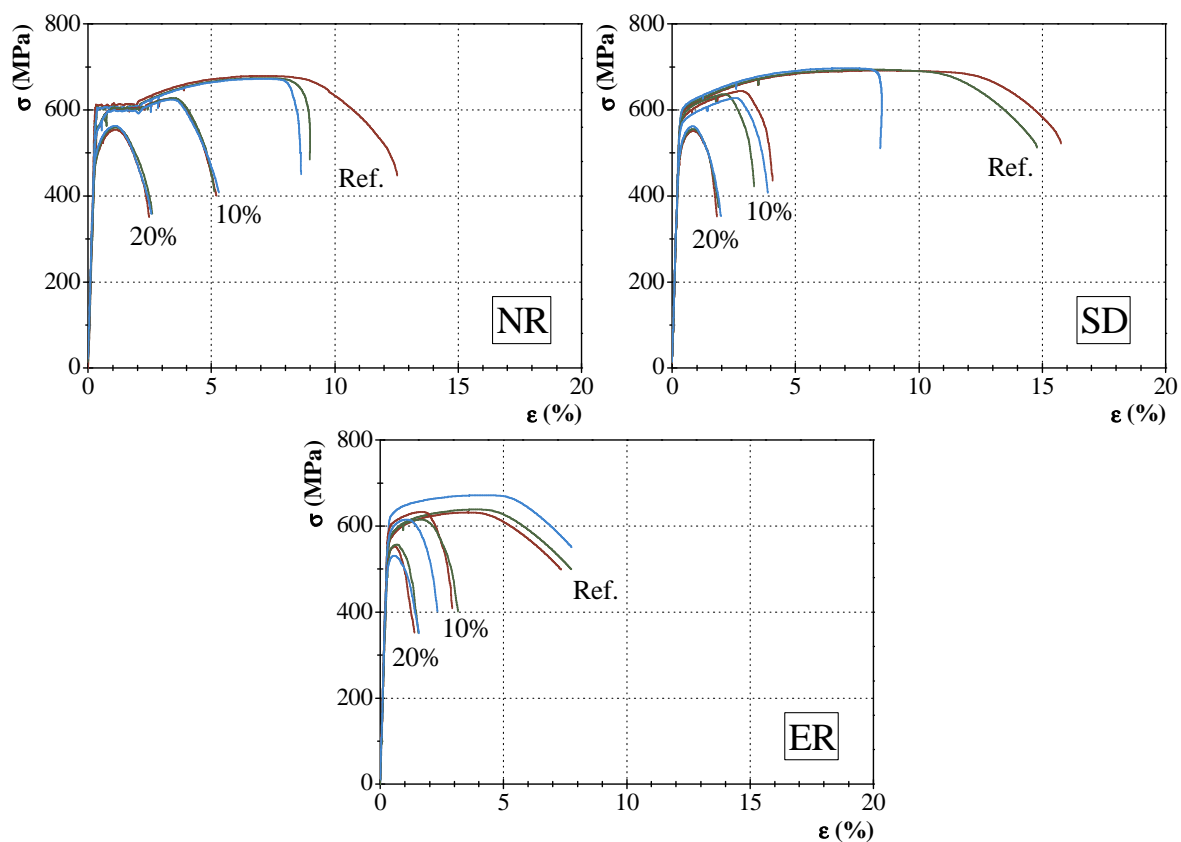


Figura 3.13: Diagrama tensão-extensão referente à corrosão localizada em varões $\varnothing 10$ mm da classe NR, SD e ER [27]

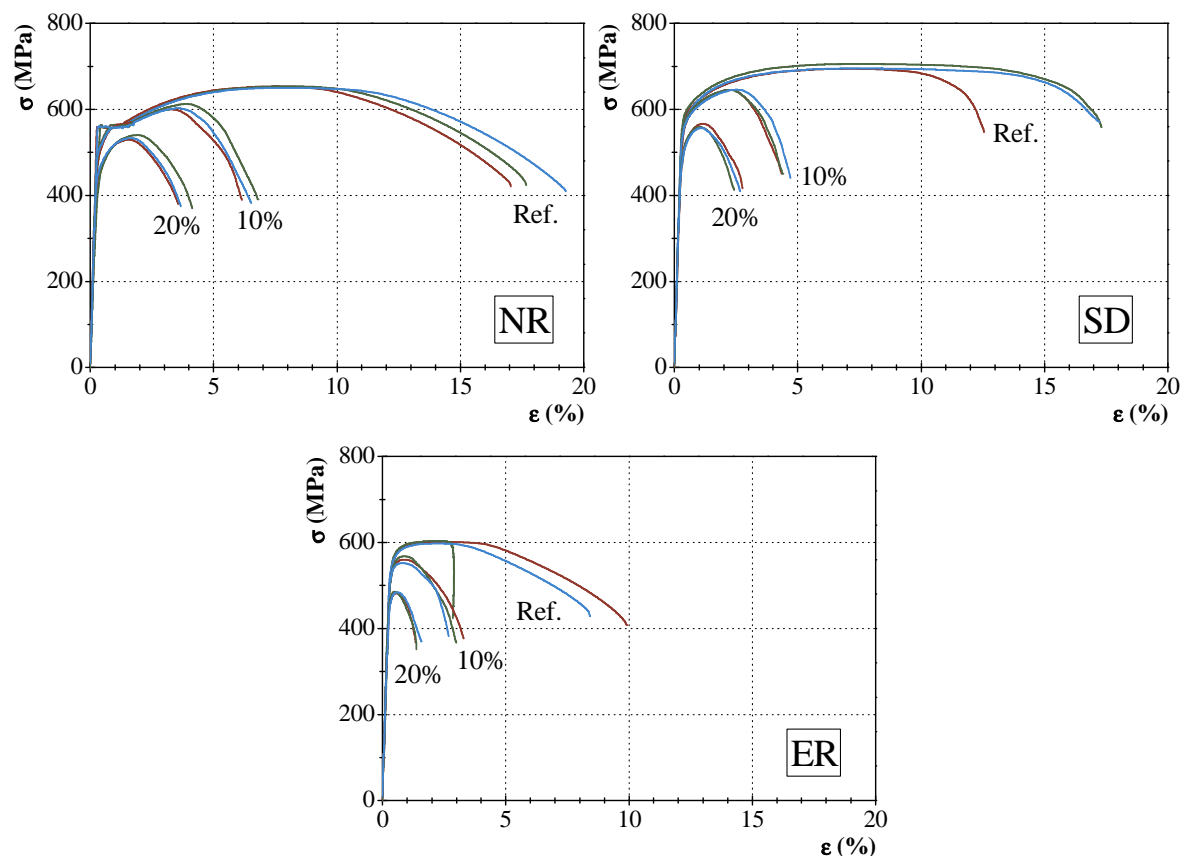


Figura 3.14: Diagrama tensão-extensão referente à corrosão localizada em varões $\varnothing 16$ mm da classe NR, SD e ER [27]

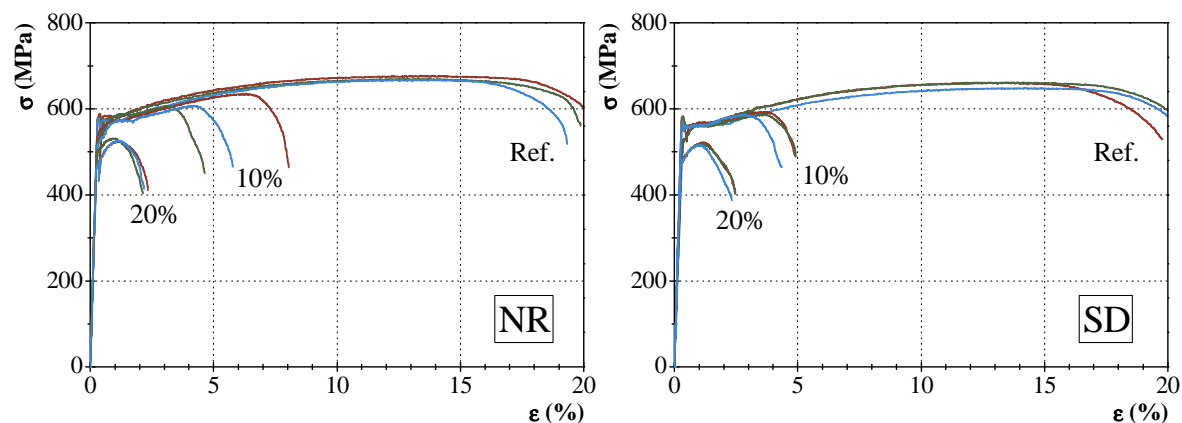


Figura 3.15: Diagrama tensão-extensão referente à corrosão localizada em varões $\varnothing 25$ mm da classe NR e SD [27]

Da análise dos diagramas tensão-extensão para as duas percentagens de corrosão localizada, constata-se uma elevada diminuição de ductilidade nos varões, demonstrada pela redução das fases de endurecimento e patamar de cedência, respetivamente, nos casos de 10 e 20% de remoção de área da seção. Na generalidade dos ensaios referentes a 10% de corrosão, observa-se uma ligeira redução da tensão de cedência, em parte devido ao “arredondamento” na fase final do troço elástico, no entanto, no patamar de cedência não existem grandes alterações. Quanto à tensão de rotura, esta reduz significativamente. No que respeita aos ensaios para 20% de corrosão, observa-se a

inexistência de patamar de cedência e a diminuição acentuada da tensão de rotura, cedência e extensão na rotura.

A simulação de corrosão por picagem caracteriza-se principalmente pela elevada redução na ductilidade do aço, pelo que, a redução de 10 e 20% na área da seção nominal afeta o comportamento dos varões, levando-os a uma rotura quase frágil (Figura 3.16).

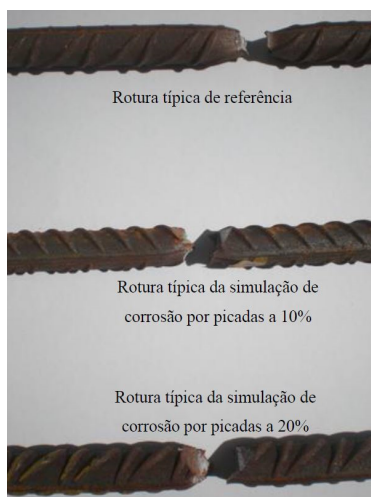


Figura 3.16: Rotura típica da simulação de corrosão por picagem [27]

Tendo por base os resultados obtidos, João [27], normalizou o comportamento dos varões de aço, consoante a classe e o efeito de corrosão simulado, através da elaboração de curvas de tendência segundo expressões lineares ou exponenciais.

Constata-se que a tensão de cedência para qualquer classe apresenta regra geral uma diminuição linear consoante a redução de área da seção. Este fenómeno é facilmente observado na Figura 3.17, pelo declive das linhas de tendência nas três classes de aço. Nos aços de classe NR e SD, para perdas de seção até 10%, a redução da tensão de cedência é pouco significativa, no entanto, para perdas superiores esta redução é mais acentuada, conforme se observa na Figura 3.17. É de salientar que a inclinação da linha de tendência própria dos aços endurecidos a frio é menor que a dos aços laminados a quente, evidenciando um melhor comportamento da classe ER.

A redução da tensão de cedência é expressa em qualquer classe por linhas de tendência lineares, pelo que pode ser determinada de acordo com a expressão (3.1) [27], em função da tensão de cedência para varões não corroídos ($R_{c,ref}$), da área de seção remanescente (A_{rem}), da área nominal (A_n) e pela variação de uma razão de proporcionalidade (c) consoante a classe do varão.

$$R_c = R_{c,ref} \times \left(1 - c \left(1 - \frac{A_{rem}}{A_n} \right) \right) \quad (3.1)$$

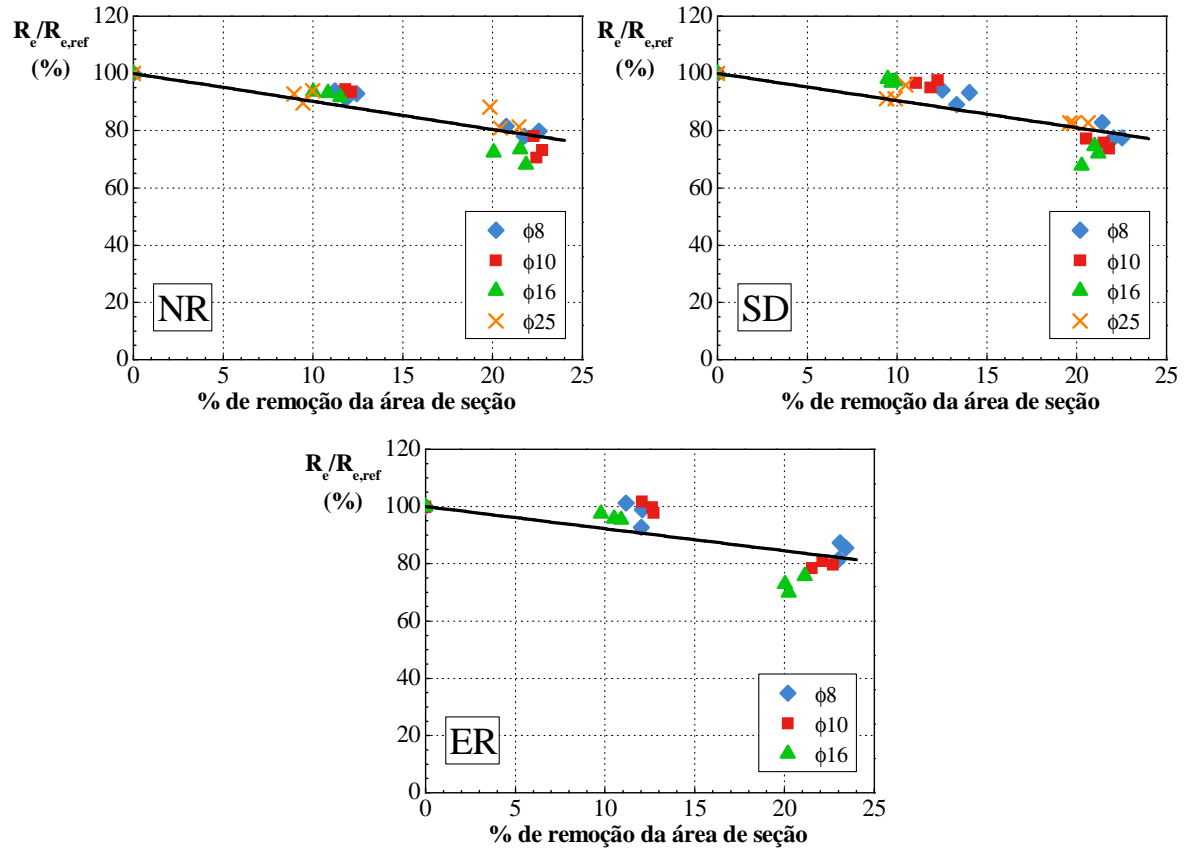


Figura 3.17: Diminuição da tensão de cedência para a corrosão localizada nas classes NR, SD e ER (Adaptado [27])

No caso da capacidade da tensão de rotura, à semelhança da tensão de cedência, a redução apresenta uma tendência proporcional em função da seção removida (Figura 3.18). Para qualquer das classes de aço enunciadas, para reduções de seção de 10 e 20%, verifica-se uma redução da tensão de rotura de aproximadamente 10 e 20%, respetivamente. À semelhança do observado na redução da tensão de cedência, os aços de classe ER são os que evidenciam melhor comportamento, caracterizando-se por menores reduções na tensão de rotura.

A redução da tensão de rotura em função da classe de aço, à semelhança do verificado na tensão de cedência, apresenta um decréscimo linear e constante, podendo esta tendência de comportamento ser definida pela expressão (3.2) [27] em função de uma razão de proporcionalidade (m) consoante a classe de varão.

$$R_m = R_{m,ref} \times \left(1 - m \left(1 - \frac{A_{rem}}{A_n} \right) \right) \quad (3.2)$$

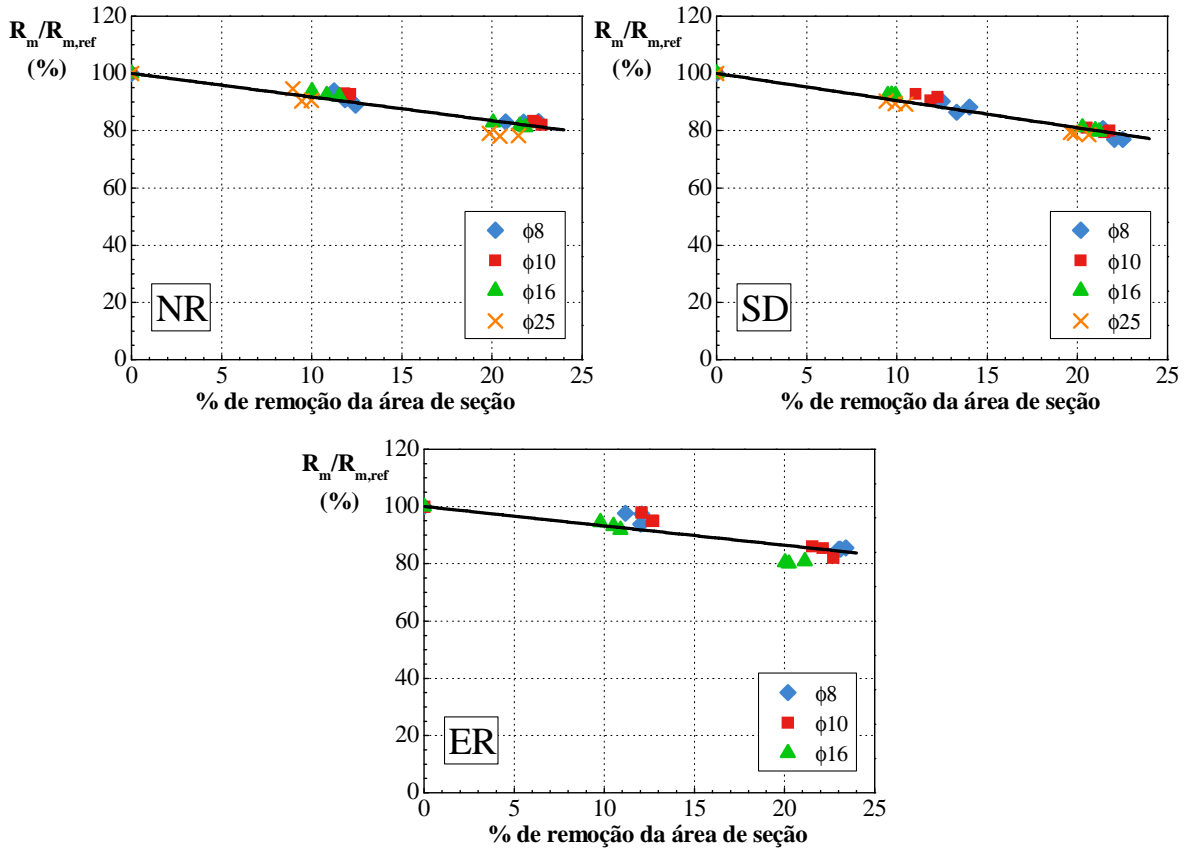


Figura 3.18: Diminuição da tensão de rotura para a corrosão localizada nas classes NR, SD e ER (Adaptado [27])

No que respeita à extensão total para a força máxima, a redução das características dúcteis do aço apresenta uma diminuição do tipo exponencial decrescente (Figura 3.19). Comparando a degradação de ductilidade entre as classes NR e SD e a classe ER, constata-se que as primeiras classes são mais afetadas, tendo perdas de extensão total de cerca de 14%, comparativamente com a classe ER para a mesma percentagem de corrosão [27].

A redução da extensão total para a força máxima, caracteriza-se por uma redução exponencial de acordo com a classe de aço, podendo ser determinada pela expressão (3.3) [27]. Esta depende da constante β , da extensão total para varões não corroídos ($A_{gt,ref}$) e pela razão entre a área remanescente (A_{rem}) e a área nominal (A_n).

$$A_{gt} = A_{gt,ref} \times e^{-\beta \left(1 - \frac{A_{rem}}{A_n}\right)} \quad (3.3)$$

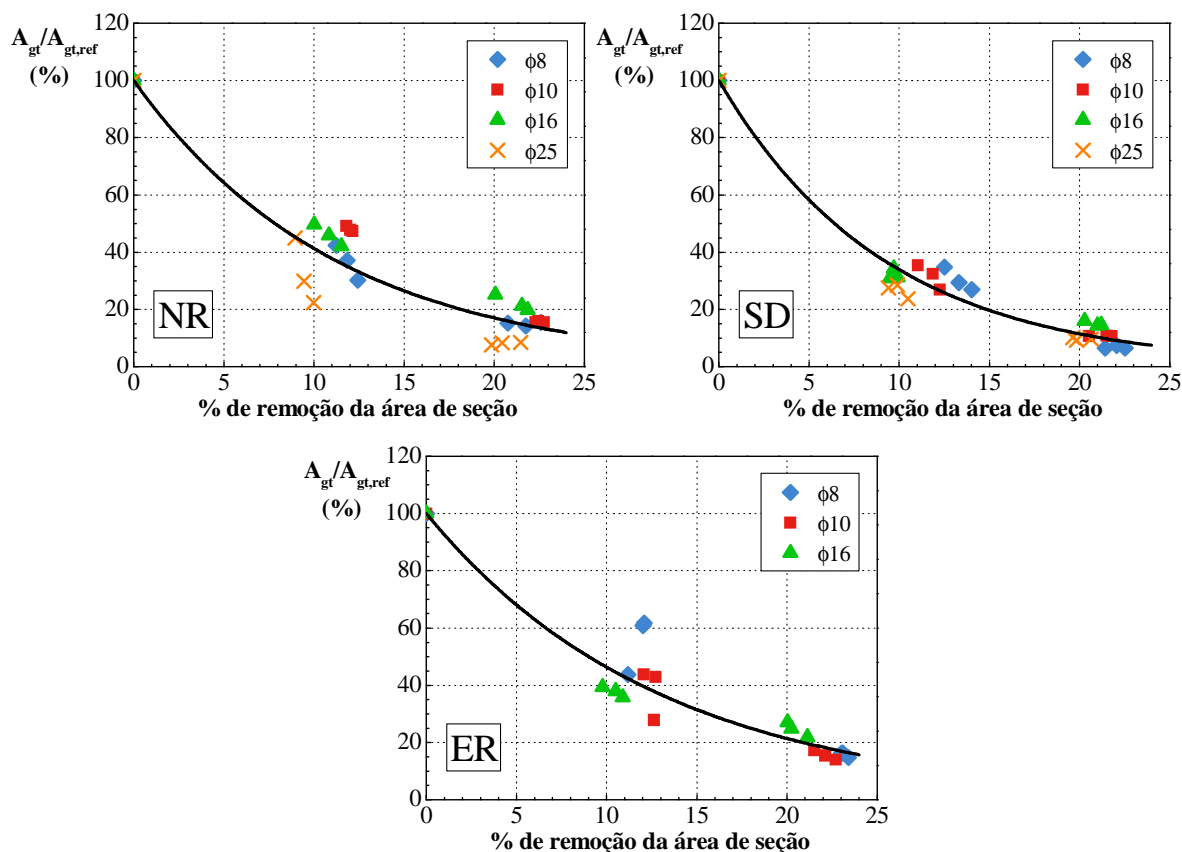


Figura 3.19: Diminuição da extensão total na força máxima para a corrosão localizada nas classes NR, SD e ER (Adaptado [27])

A variação da extensão de início da fase de endurecimento (nos casos em que se verifique) é outro dos parâmetros indispensáveis à correta caracterização do aço. Este não foi abordado em [27], pelo que tendo em consideração os resultados dos diagramas tensão-extensão das Figuras 3.12 a 3.15, foi possível traçar a variação deste parâmetro.

No caso da extensão no início da fase de endurecimento, conforme ilustra a Figura 3.20, esta extensão tem tendência a aumentar ligeiramente em função da percentagem de corrosão. Esta pequena variação na linha de tendência é justificada pelo reduzido número de amostras e pela sua definição apenas ser possível para remoções de seção entre 10 e 15%, dado que para percentagens superiores, o diagrama tensão-extensão no varão, caracteriza-se pela ausência do patamar de cedência e diminuição do endurecimento.

No entanto, à semelhança dos parâmetros anteriores, esta extensão pode ser definida por uma linha de tendência linear, de acordo com a expressão (3.4). Este parâmetro depende da razão de proporcionalidade (s), da extensão no início da fase de endurecimento para varões não corroídos ($\epsilon_{sh,ref}$) e pela razão entre a área remanescente (A_{rem}) e a área nominal (A_n).

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sh,ref} \times \left(1 + s \left(1 - \frac{A_{rem}}{A_n} \right) \right) \quad (3.4)$$

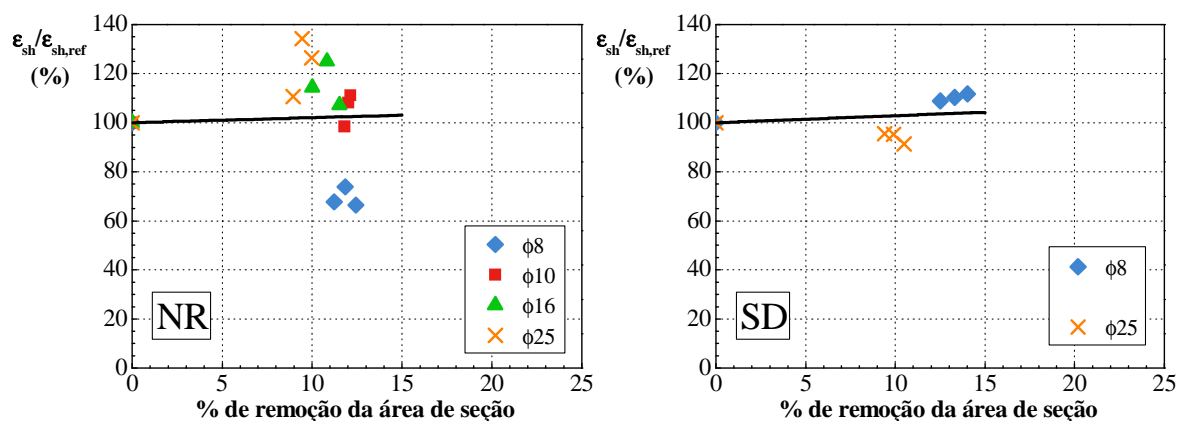


Figura 3.20: Aumento da extensão de endurecimento para a corrosão localizada nas classes NR e SD

As razões de proporcionalidade definidas anteriormente para a tensão de cedência, tensão de rotura, extensão total para a força máxima e extensão no início da fase de endurecimento, em função da classe de aço, encontram-se resumidas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Valores das razões de proporcionalidade

Corrosão localizada				
Classe		NR	SD	ER
Razão				
m		0,823	0,948	0,677
c		0,977	0,948	0,773
β		8,854	10,818	7,699
s		0,205	0,281	-

Capítulo 4

Modelação dos efeitos da corrosão em varões de aço

O presente capítulo tem como objetivo proceder à simulação de corrosão por picagem nos varões de aço para percentagens de perda de seção localizada de 0, 10 e 20%. É descrito o modelo analítico de comportamento dos varões, desenvolvido para simular os diagramas tensão-extensão no aço sujeitos a corrosão localizada. É também feito o estudo do comportamento mecânico de armaduras corroídas com base nos resultados obtidos entre dois programas de cálculo numérico, o *ATENA 3D* e o *SeismoStruct*, para descrever o comportamento do aço com e sem corrosão quando sujeito a cargas monotónicas e histeréticas. Pretende-se ainda neste capítulo analisar a resposta dos varões de aço obtida para os diferentes modelos analíticos a utilizar nos programas de cálculo automático dos capítulos seguintes.

4.1. Resposta monotónica dos varões de aço para a simulação de corrosão localizada

Para simular o comportamento de varões de aço sujeitos a corrosão localizada propõe-se um modelo analítico cuja relação tensão-extensão é a indicada na Figura 4.1.

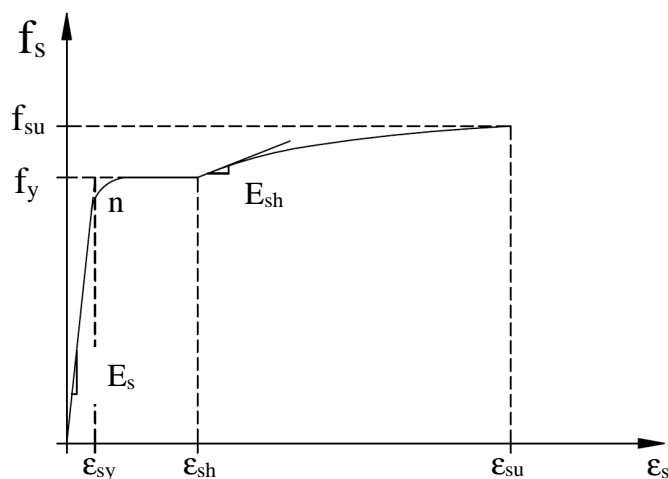


Figura 4.1: Modelo proposto para definir o comportamento do aço

O modelo proposto foi desenvolvido por Chastre [14] e é válido para qualquer classe de aço com corrosão localizada entre 0 e 20%. A definição do diagrama tensão-extensão para o aço, requer a introdução de seis parâmetros $(f_y, f_{su}, \varepsilon_{su}, \varepsilon_{sh}, E_{sh}, n)$ para descrever o diagrama representado na expressão (4.1).

$$\begin{cases} \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}, & f_s = \frac{E_s \varepsilon_s}{\left[1 + \left(\frac{E_s \varepsilon_s}{f_y}\right)^n\right]^{\frac{1}{n}}} \\ \varepsilon_s > \varepsilon_{sh}, & f_s = f_{su} - (f_{su} - f_y) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right)^{E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y}\right)} \end{cases} \quad (4.1)$$

Nos casos de ausência do patamar de cedência (caso dos aços endurecidos a frio), na expressão (4.1), a extensão para o início do endurecimento (ε_{sh}) é assumida como sendo igual à extensão de cedência (ε_y) do aço.

Na definição do diagrama tensão-extensão para varões de aço não corroídos ou com 0% de corrosão localizada, é necessário conhecerem-se as propriedades mecânicas experimentais resultantes dos ensaios de tração $(f_{y,0}; f_{su,0}; \varepsilon_{su,0}; \varepsilon_{sh,0}; E_{sh,0})$.

O parâmetro n indicado na expressão (4.1) está associado à curvatura entre o final do ramo elástico e o início do patamar de cedência, contribuindo para a diminuição da tensão de cedência (f_y), quanto menor for o seu valor. Na expressão (4.2) indicam-se os valores de n , resultantes da calibração dos ensaios experimentais disponíveis [27].

$$\begin{cases} n = 10, & \text{se } 0 \% \text{ corrosão} \\ n = 3, & \text{se } 0 < \% \text{ corrosão} \leq 10 \\ n = 10, & \text{se } 10 < \% \text{ corrosão} \leq 20 \end{cases} \quad (4.2)$$

Relativamente à tensão de cedência (f_y), nos casos em que a corrosão localizada é menor ou igual que 10%, a redução da tensão de cedência é influenciada pelo valor do parâmetro n . Nos casos em que a corrosão localizada está entre 10 e 20%, a diminuição da tensão de cedência é dada por [27]:

$$f_{y,10-20} = f_{y,0} \times \left(1 - c \times \frac{\% \text{ de corrosão}}{100}\right) \quad (4.3)$$

Onde o parâmetro c depende da classe do aço (Tabela 3.1).

Na presença de corrosão localizada o diagrama tensão-extensão dos varões de aço sofre redução das tensões (f_{su}) e extensões últimas (ε_{su}). Esta redução depende da percentagem de corrosão que lhe

está associada, da tensão e extensão última para 0% de corrosão e dos parâmetros redutores m e β que dependem da classe do aço (Tabela 3.1). A tensão e extensão última é dada respetivamente pelas expressões (4.4) e (4.5) [27]:

$$f_{su,\%corrosão} = f_{su,0} \times \left(1 - m \times \frac{\% \text{ de corrosão}}{100} \right) \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_{su,\%corrosão} = \varepsilon_{su,0} \times e^{-\beta \left(\frac{\% \text{ de corrosão}}{100} \right)} \quad (4.5)$$

A variação da extensão do início do ramo de endurecimento (ε_{sh}) depende da percentagem de corrosão localizada nos varões e da classe do aço, sendo o seu comportamento descrito por:

$$\begin{cases} 0 < \% \text{ corrosão} < 15, & \varepsilon_{sh,\%corrosão} = \varepsilon_{sh,0} \times \left(1 + s \times \frac{\% \text{ de corrosão}}{100} \right) \\ 15 < \% \text{ corrosão} < 20, & \varepsilon_{sh,\%corrosão} = \varepsilon_y \end{cases} \quad (4.6)$$

Onde o parâmetro s depende da classe do aço (Tabela 3.1).

A variação do módulo de elasticidade tangente à curva de endurecimento (E_{sh}), é função do tipo de aço e da percentagem de corrosão localizada nos varões. A estimativa deste parâmetro foi realizada recorrendo à calibração da inclinação do ramo de endurecimento dos ensaios experimentais obtidos por João [27], tendo-se obtido:

$$\begin{cases} 0 < \% \text{ corrosão} \leq 10, & E_{sh,\%corrosão} = 0.75E_{sh,0} \\ 10 < \% \text{ corrosão} \leq 20, & \begin{cases} \text{Classe NR} & E_{sh} = 6.5E_{sh,0} \\ \text{Classe SD} & E_{sh} = 7.5E_{sh,0} \\ \text{Classe ER} & E_{sh} = 11.6E_{sh,0} \end{cases} \end{cases} \quad (4.7)$$

O modelo analítico proposto tem a vantagem de apenas necessitar do conhecimento dos parâmetros f_y , f_{su} , ε_{sh} , ε_{su} e E_{sh} determinados a partir do ensaio monotónico de varões não corroídos, assumindo-se constante o módulo de elasticidade do aço em $E_s = 200GPa$.

Por forma a poder validar o modelo proposto para o caso de varões com corrosão localizada, foram aplicadas as expressões (4.1 a 4.7) às características dos varões de aço não corroídos representados nas Figuras 3.12 a 3.15, tendo-se gerado os diagramas tensão-extensão do aço para 10 e 20% de corrosão localizada.

Nas Figuras 4.2 a 4.5, encontram-se indicados os resultados obtidos experimentalmente (a traço contínuo) e os diagramas tensão-extensão correspondentes ao modelo analítico (representados por traço contínuo de maior espessura) para os varões de aço com 8, 10, 16 e 25 mm de diâmetro e classes NR, SD e ER.

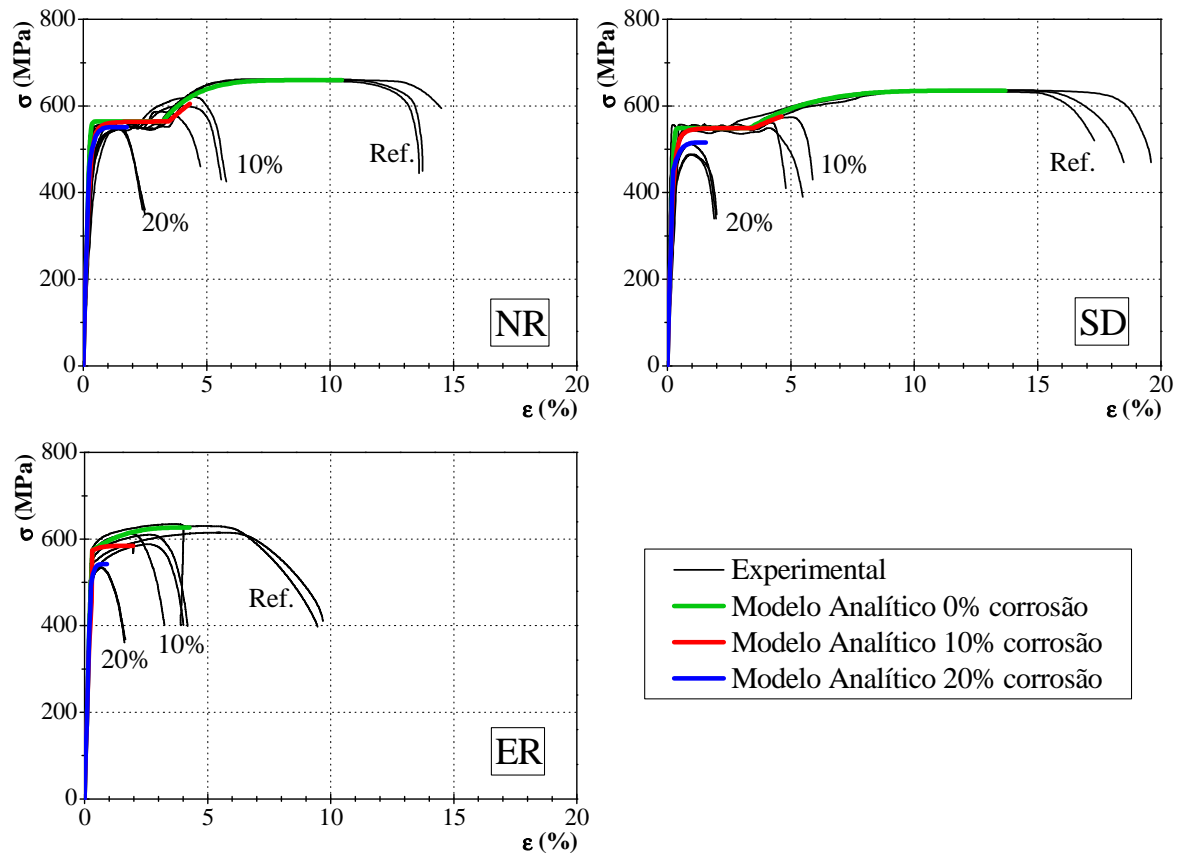


Figura 4.2: Comparação dos diagramas tensão-extensão experimentais e analíticos para varões de $\varnothing 8$ mm

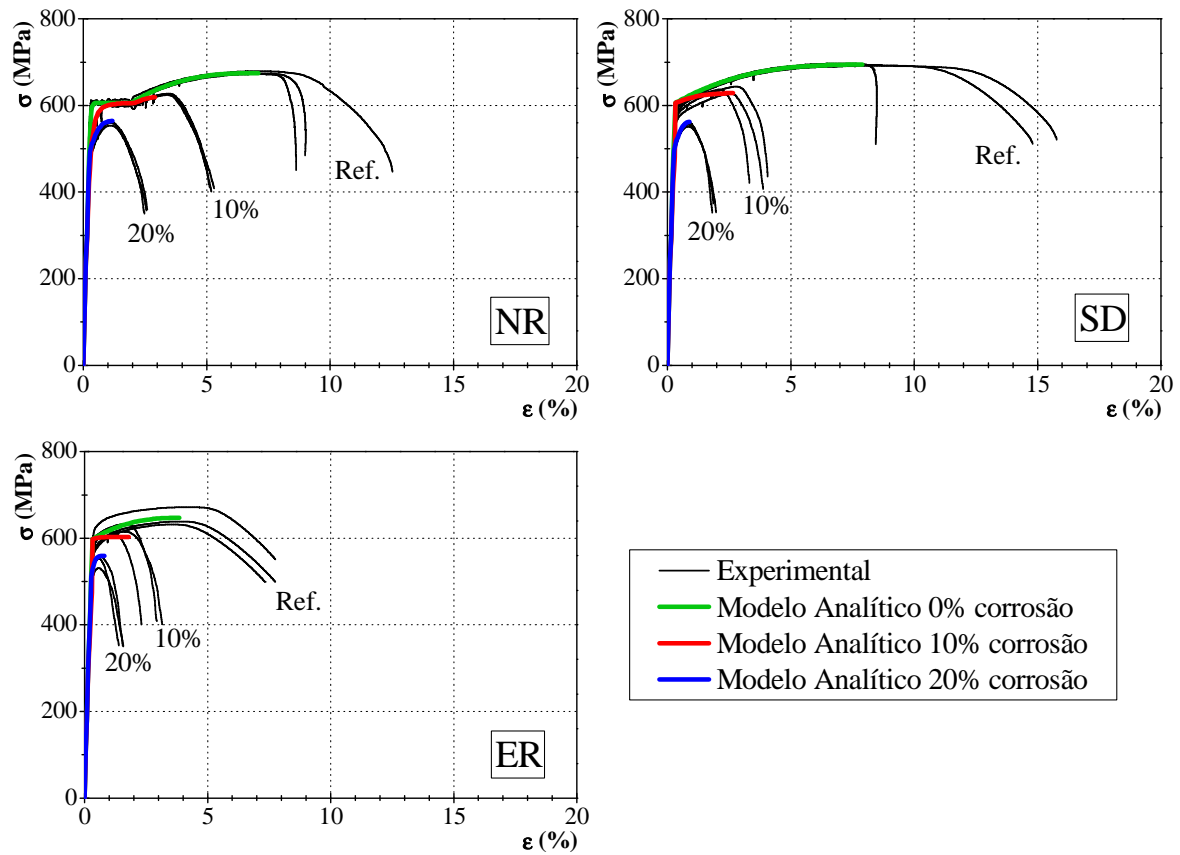


Figura 4.3: Comparação dos diagramas tensão-extensão experimentais e analíticos para varões de $\varnothing 10$ mm

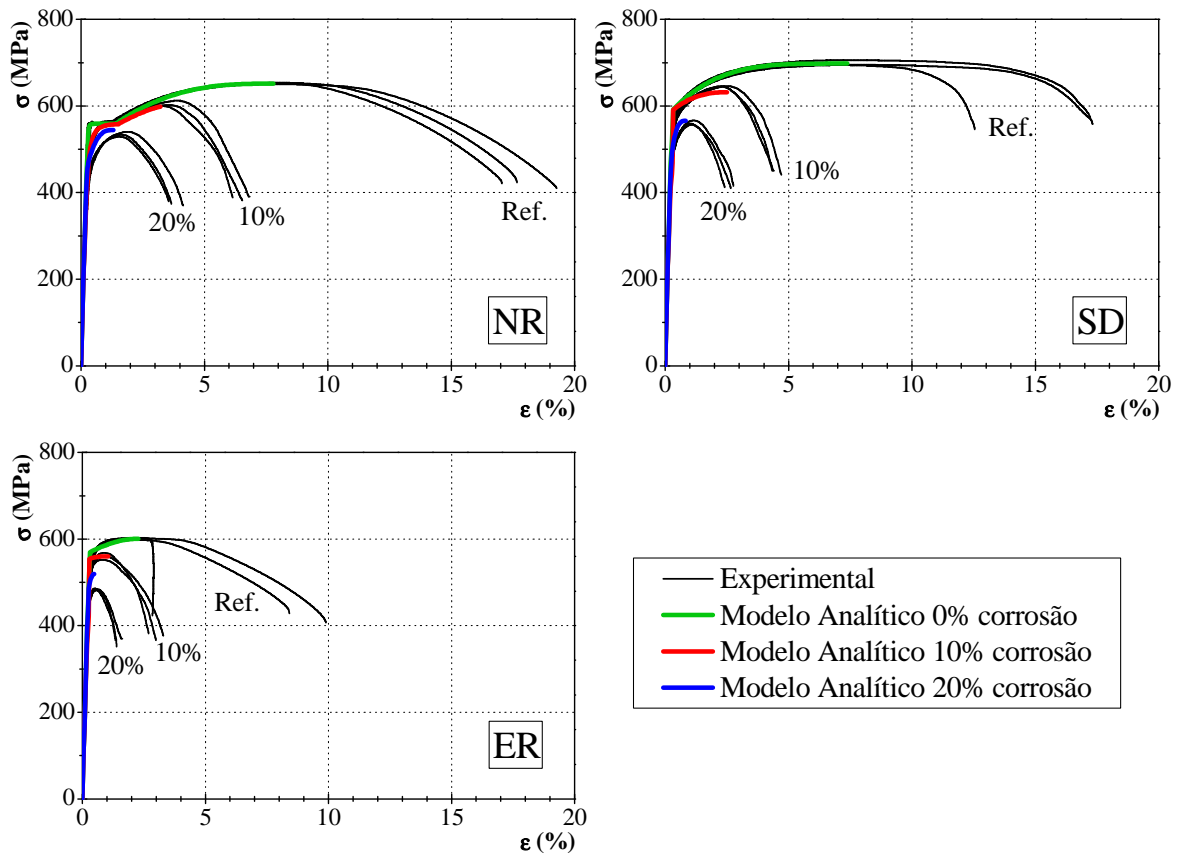


Figura 4.4: Comparação dos diagramas tensão-extensão experimentais e analíticos para varões de $\varnothing 16$ mm

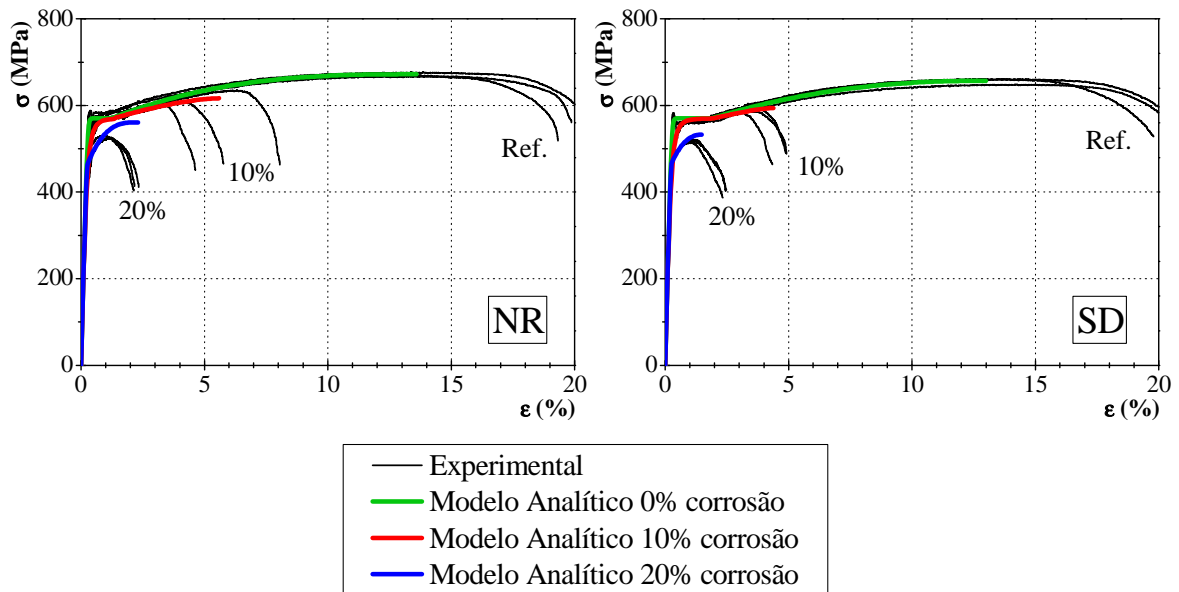


Figura 4.5: Comparação dos diagramas tensão-extensão experimentais e analíticos para varões de $\varnothing 25$ mm

Conforme se observa nas figuras anteriores, o modelo analítico permite obter resultados com grande grau de aproximação aos experimentais, denotando-se, regra geral, que os resultados numéricos obtidos para 10% de corrosão localizada coincidem com os obtidos experimentalmente, existindo diferenças mais significativas na rotura dos varões para 20% de corrosão, em parte pela maior

variação da tensão e extensão geradas pelas expressões (4.4 e 4.5). Esta observação é mais evidente nos diâmetros de maiores dimensões (16 e 25 mm) sendo justificado pela maior dispersão de resultados obtidos nos gráficos das Figuras 3.17 a 3.19.

4.2. Resposta histerética dos varões de aço para a simulação de corrosão localizada

Faça a solicitações sísmicas, os varões dos elementos de betão armado são sujeitos a ciclos histeréticos alternados entre estados de tração e de compressão. Quando sujeitos a situações de corrosão por picagem, a resposta histerética do comportamento do aço é afetada, resultando em diminuições de energia dissipada, entre 30 a 36% para reduções de área de seção de 20% [28]. Alguns ensaios cíclicos em varões mostraram que a picagem do aço origina rotura à tração nos varões após serem realizados poucos ciclos de carga-descarga. Este efeito deve-se à distribuição não uniforme da corrosão por picagem, resultando em cedência prematura e encurvadura pouco acentuada e não simétrica no varão [28].

Por forma a prever o comportamento cíclico de varões de aço com diferentes percentagens de corrosão por picagem, semelhante ao utilizado na seção anterior, recorreu-se para o efeito ao auxílio dos programas de análise não linear *ATENA* e *SeismoStruct*. Para a correta modelação dos ensaios experimentais é necessária a utilização de modelos constitutivos dos materiais que sejam de fácil aplicação e que reproduzam um comportamento o mais próximo possível dos ensaios laboratoriais. Para efeitos de simulação cíclica, apenas serão analisados os diagramas tensão-extensão do modelo analítico referentes à corrosão dos varões de Ø8 mm para as classes SD e ER (Figura 4.2).

Para a caracterização do modelo constitutivo do aço no programa *ATENA*, a definição do comportamento é feita com recurso a um modelo multilinear combinado com o modelo de Menegotto-Pinto [32]. Deste modo, é possível ao utilizador introduzir o número de pontos que pretende no diagrama tensão-extensão, que melhor definam o comportamento real. Por este motivo, não é realizada comparação entre o modelo monotónico do aço obtido do programa *ATENA* e o diagrama experimental.

No caso do programa *SeismoStruct*, o modelo constitutivo do aço pode ser definido de acordo com: o modelo de Menegotto-Pinto [32] ou o modelo de Dodd-Restrepo [15]. As expressões numéricas que sustentam estes dois modelos encontram-se detalhadas na seção 2.1.2.2.

Neste programa, o modelo uniaxial proposto por Menegotto e Pinto segue as regras propostas por Filippou et al. (1983) para considerar o endurecimento cíclico isotrópico. Para descrever o comportamento do material é necessário definir: tensão de cedência (f_y), módulo de elasticidade (E_s), razão de endurecimento por extensão (μ), cinco parâmetros para descrever a transição do ramo elástico para o plástico (R_0 , a_1 , a_2 , a_3 e a_4), no caso da resposta histerética, e a extensão correspondente à encurvadura/rotura do varão (ϵ_r).

O modelo proposto por Dodd-Restrepo permite a definição do patamar de cedência, sendo o modelo mais indicado para representar o comportamento dos aços laminados a quente. No entanto também é possível a sua implementação nos varões de aço endurecidos a frio, através da redução ou ausência do patamar de cedência. A aplicação deste modelo requer a introdução das propriedades mecânicas obtidas dos ensaios de tração referentes a quatro pontos do diagrama tensão-extensão do aço: tensão de cedência (f_y), módulo de elasticidade (E_s), tensão máxima (f_u), extensão para a tensão máxima (ϵ_u), extensão no início da curva de endurecimento (ϵ_{sh}), extensão de um ponto intermédio no ramo de endurecimento ($\epsilon_{sh,1}$) e tensão de um ponto intermédio no ramo de endurecimento ($f_{sh,1}$).

Para que os resultados numéricos sejam o mais próximo possível dos obtidos experimentalmente, é necessária a correta caracterização do diagrama tensão-extensão do aço. Assim, apresentam-se nas Figuras 4.6 e 4.7 os resultados obtidos dos ensaios numéricos, através da representação do diagrama tensão-extensão, referente à implementação destes dois modelos constitutivos, para a simulação de corrosão por picagem nos varões de Ø8 mm de classe SD e ER.

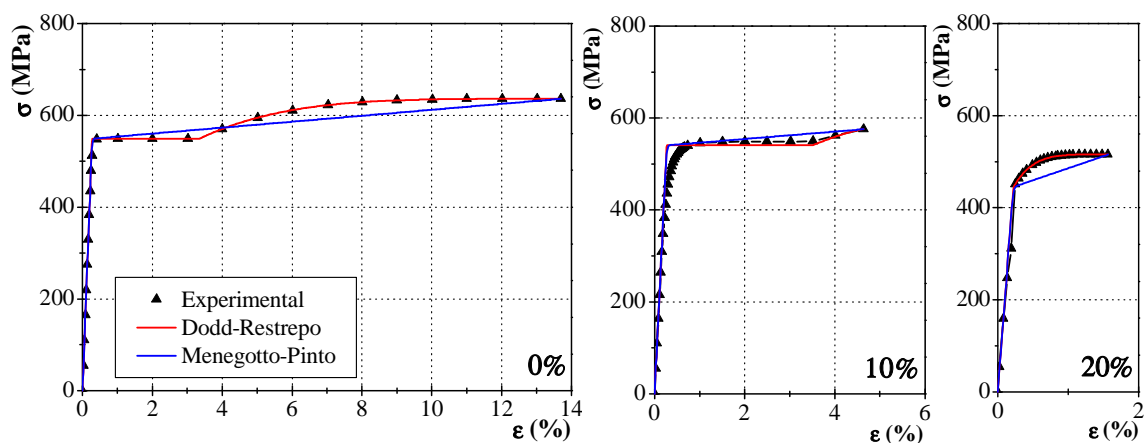


Figura 4.6: Modelação do comportamento monotónico dos varões de Ø8 classe SD

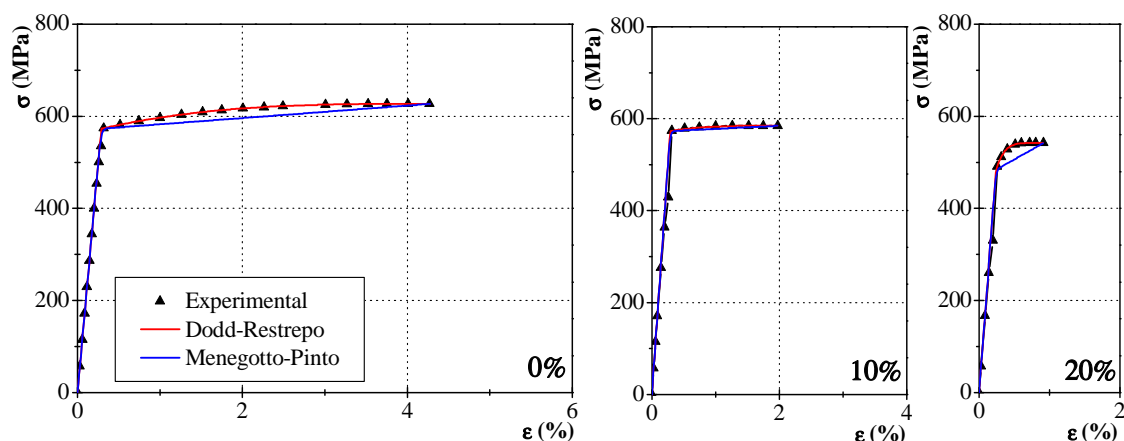


Figura 4.7: Modelação do comportamento monotónico dos varões de $\varnothing 8$ classe ER

Para o aço laminado a quente (classe SD), a utilização do modelo de Dodd-Restrepo permite prever com precisão o comportamento do aço para qualquer percentagem de corrosão utilizada, conforme ilustra a Figura 4.6 (encontrando-se o diagrama sobreposto com o experimental). Por outro lado, o modelo de Menegotto-Pinto definido no *SeismoStruct*, pode ser descrito como um modelo de caracterização bilinear, podendo induzir em propriedades mecânicas subdimensionadas para 0 e 20% de corrosão e sobredimensionadas para 10% de corrosão, quando se utilizam aços laminados a quente.

Os modelos numéricos do *SeismoStruct* não conseguem simular a perda de resistência no final do troço elástico, própria da introdução de 10% de corrosão nos varões, pelo que se determinou uma “nova” tensão de cedência calculada de acordo com a área equivalente, sob a curva $\sigma - \epsilon$.

No caso do aço endurecido a frio (classe ER), o modelo de Menegotto-Pinto é mais próximo do comportamento experimental, no entanto, o recurso ao modelo de Dodd-Restrepo caracterizado pela ausência do patamar de cedência aproxima-se mais da curva tensão-extensão obtida experimentalmente (Figura 4.7). Da Figura 4.7, observa-se que o modelo de Menegotto-Pinto induz um comportamento subdimensionado para 0 e 20% de corrosão face ao experimental.

Na modelação numérica de elementos estruturais recorrendo ao *SeismoStruct*, a utilização do modelo de comportamento do aço de Dodd-Restrepo reproduz adequadamente o comportamento mecânico tanto para aços laminados a quente como endurecidos a frio. Por outro lado, o modelo de Menegotto-Pinto deve ser utilizado com precaução no caso de aços laminados a quente, pois leva em alguns casos a resultados sob ou sobredimensionados, consoante a percentagem de corrosão simulada.

No estudo do comportamento do aço sujeito a solicitações cíclicas sob a influência de 0, 10 e 20% de corrosão por picagem nos varões, são tidos em consideração os diagramas tensão-extensão obtidos nas Figuras 4.6 e 4.7. É de salientar que os valores de extensão impostos aos varões são meramente

representativos, procurando-se no entanto representar o comportamento real de um varão de aço num elemento de betão sujeito a carregamento cíclico.

Como tal, para os varões de Ø8 e classe SD, típicos das armaduras longitudinais, foram impostas extensões de tração referentes a um ensaio cíclico, com ciclos de grande amplitude e intensidade crescente a cada três repetições, e extensões de compressão até 0.5%, características da extensão normalmente mobilizada no betão à compressão antes de ocorrer esmagamento.

Nas Figuras 4.8 a 4.10 representa-se a resposta histerética dos varões de Ø8 e classe SD com 0, 10 e 20% de corrosão por picagem, para os diferentes modelos numéricos do comportamento do aço adotados no *ATENA* e *SeismoStruct*.

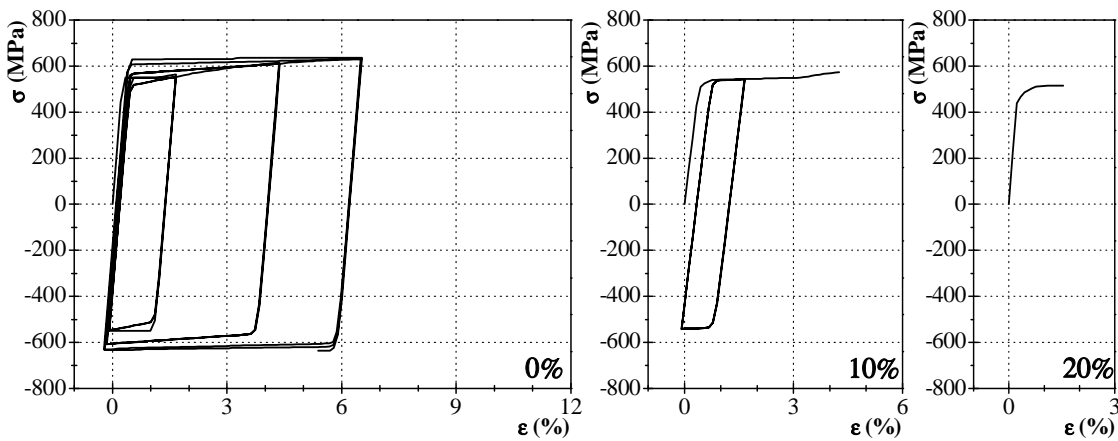


Figura 4.8: Resposta histerética para varões de aço Ø8 e classe SD com 0, 10 e 20% corrosão por picagem – Modelo de Menegotto-Pinto (*ATENA*)

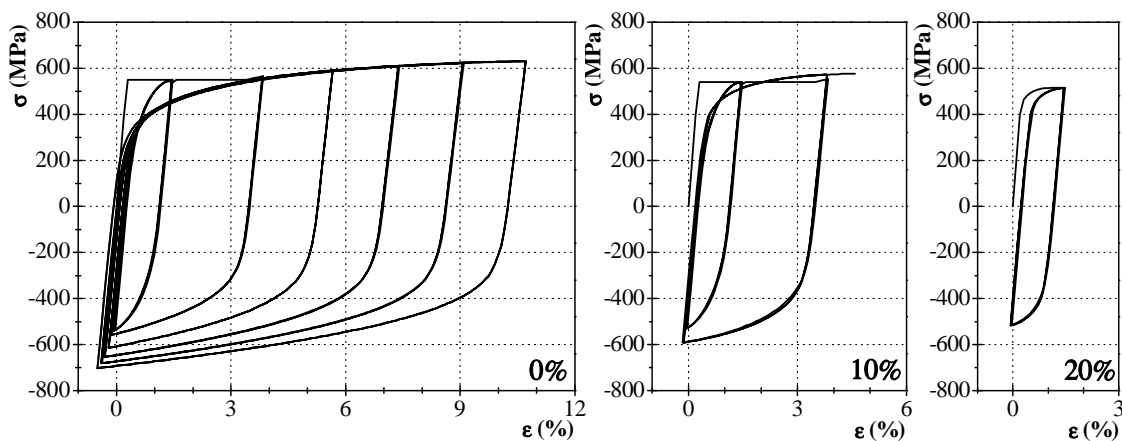


Figura 4.9: Resposta histerética para varões aço Ø8 e classe SD com 0, 10 e 20% corrosão por picagem – Modelo de Dodd-Restrepo (*SeismoStruct*)

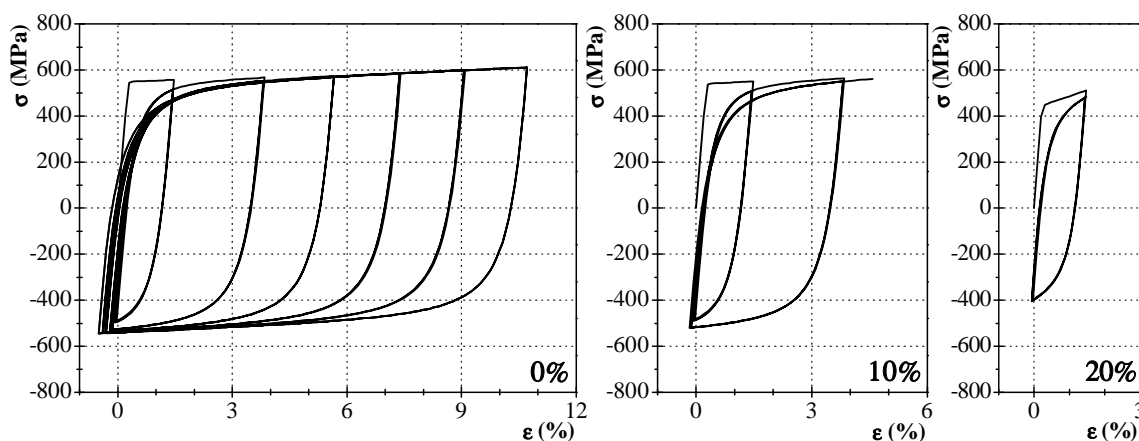


Figura 4.10: Resposta histerética para varões de aço Ø8 e classe SD com 0, 10 e 20% corrosão por picagem – Modelo de Menegotto-Pinto (*SeismoStruct*)

Comparando as respostas histeréticas dos varões de aço de Ø8 e classe SD, observa-se que os modelos numéricos apresentam sensivelmente a mesma resposta em função da percentagem de corrosão.

No caso do modelo de Menegotto-Pinto do programa *ATENA*, a simulação numérica do efeito de Bauschinger é pouco aparente (Figura 4.8), em qualquer dos casos de corrosão. Pelo que este modelo de caracterização do aço não tem em consideração a redução de resistência típica dos varões nas fases de carga e descarga, adquirindo um comportamento retilíneo ao invés de curvo.

Nos modelos de aço do *SeismoStruct*, este fenómeno não se verifica, sendo a degradação de resistência na fase de carga e descarga tida em consideração.

É de salientar que para o modelo de Menegotto-Pinto do *ATENA* e *SeismoStruct* foram utilizados os mesmos valores para os parâmetros que descrevem a transição do ramo elástico para o plástico ($R_0 = 20$; $a_1 = 18.5$; $a_2 = 0.15$)

À semelhança do observado por Kashani et al. [28], a rotura dos varões de aço ocorre sempre quando os varões estão sujeitos a tensões de tração. No entanto para o modelo do *ATENA* esta observação não é válida, pois para 0% de corrosão por picagem, o varão rompe para esforços de compressão. Esta diferença prende-se com o modo como os modelos numéricos interpretam a rotura no diagrama tensão-extensão do aço. No caso do *ATENA*, o critério de rotura do varão ocorre quando as tensões no diagrama tensão-extensão atingem a tensão de rotura. Por outro lado, no *SeismoStruct*, a rotura dos varões dá-se quando é atingida a extensão de rotura no diagrama tensão-extensão. Esta observação explica a rotura prematura e o menor número de ciclos dos varões de aço com e sem corrosão no modelo do *ATENA*.

Dos ensaios cíclicos realizados, observa-se que face a um sismo, caso o varão não esteja corroído, é capaz de resistir até extensões elevadas, no entanto, quando o varão apresenta 10 e 20% de corrosão

por picagem, a resistência oferecida pelos varões num elemento de betão armado é inferior ao esperado, conduzindo a uma rotura frágil e precoce. É ainda visível que para percentagens de corrosão elevadas, menor é a capacidade de dissipação de energia dos varões de aço.

Quanto aos varões de Ø8 e classe ER, próprios das armaduras transversais, estes não estão sujeitos a esforços de compressão, caracterizando-se o comportamento das armaduras transversais por ciclos de carga e respetiva descarga de esforços de tração. A resposta obtida para os diferentes modelos numéricos utilizados encontra-se representada nas Figuras 4.11 a 4.13.

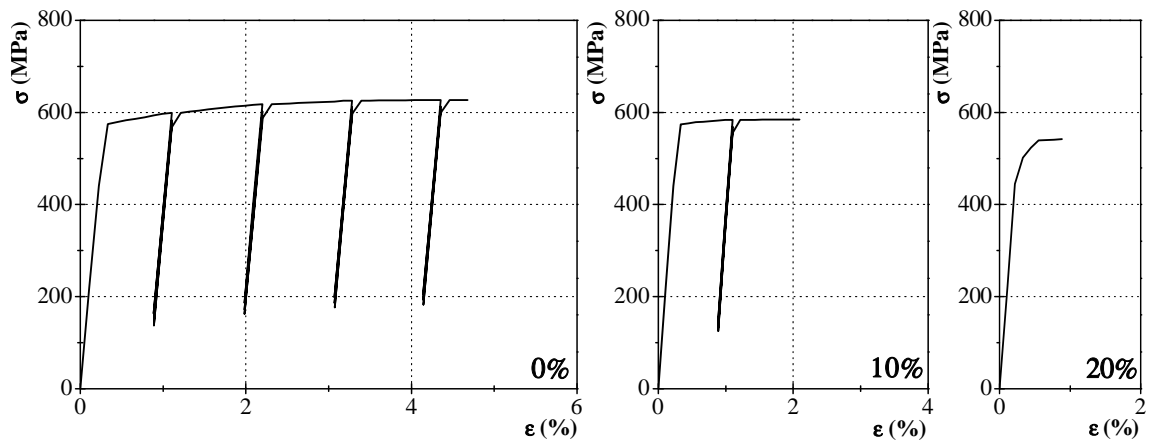


Figura 4.11: Resposta histerética para varões de aço Ø8 e classe ER com 0, 10 e 20% corrosão por picagem – Modelo de Menegotto-Pinto (ATENA)

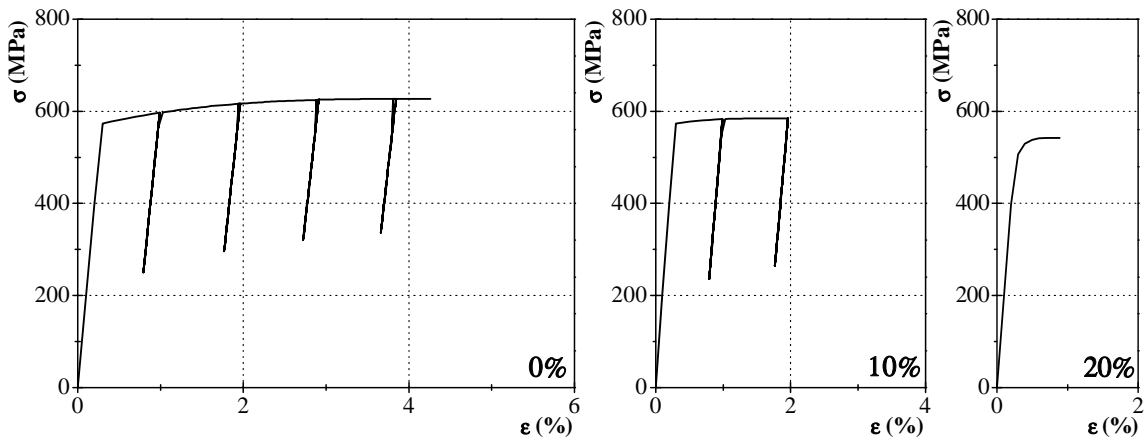


Figura 4.12: Resposta histerética para varões aço Ø8 e classe ER com 0, 10 e 20% corrosão por picagem – Modelo de Dodd-Restrepo (SeismoStruct)

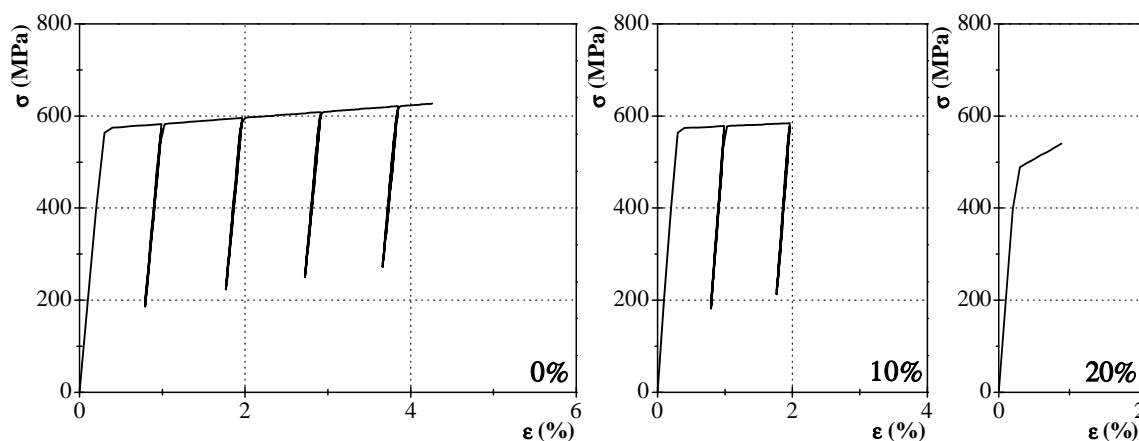


Figura 4.13: Resposta histerética para varões aço Ø8 e classe ER com 0, 10 e 20% corrosão por picagem – Modelo de Menegotto-Pinto (*SeismoStruct*)

Para a simulação dos aços endurecidos a frio, constata-se que todos os modelos geram aproximadamente a mesma resposta, uma vez que o efeito de Bauschinger não tem influência sobre este tipo de armaduras. É também evidente que todos os modelos numéricos apresentam sensivelmente a rotura no mesmo instante.

Por conseguinte, o que caracteriza o comportamento de varões sujeitos a corrosão localizada é a sua rotura frágil e a redução elevada da extensão total dos varões. Regra geral, os aços utilizados nas armaduras transversais apresentam uma tensão de cedência bastante superior aos utilizados nas armaduras longitudinais, pelo que a sua mobilização ocorre mais tardiamente. No entanto, apesar das poucas extensões mobilizadas nas armaduras transversais durante um sismo, é evidente que no caso de existir corrosão localizada de 20% ou mais nos estribos e/ou cintas, possa existir rotura prematura dos varões, dadas as baixas extensões resultantes do processo de corrosão, da ordem de 1.0%.

Capítulo 5

Efeitos da corrosão em pilares de betão armado

O presente capítulo tem por objetivo apresentar os resultados da simulação do comportamento de pilares de betão armado, com diferentes percentagens de corrosão nas armaduras, quando sujeitos a ações cíclicas sob carga axial constante.

Inicia-se o capítulo com a apresentação do modelo experimental estudado por F. Marques [21], seguido da respetiva simulação e calibração dos modelos utilizando para o efeito dois programas de análise não linear, através de elementos finitos tridimensionais (*ATENA*) e de secções de integração (*SeismoStruct*). Posteriormente é simulado um carregamento cíclico nos pilares com e sem corrosão e analisados os resultados obtidos. Por fim faz-se um estudo comparativo de desempenho e dano estrutural para o comportamento de pilares simulando a presença de 0, 10 e 20% de corrosão nas armaduras.

5.1. Descrição do modelo experimental (Faustino Marques, 2015)

A resposta sísmica de uma estrutura de betão armado é dependente da capacidade de cada elemento estrutural resistir às solicitações impostas. Na ocorrência de um sismo, os pilares são os elementos de betão armado que maior possibilidade têm em colapsar, pelo que é fulcral assegurar que os materiais tenham as propriedades para as quais foram dimensionados, e que sobre eles não existam condicionantes que possam comprometer o seu comportamento, nomeadamente fenómenos de corrosão local nas suas armaduras.

A fim de estudar este fenómeno, selecionaram-se os ensaios experimentais realizados, no laboratório do DEC/FCT/UNL, por Faustino Marques (2015) [21] em pilares de seção retangular, nos quais foram estudadas a implementação de diferentes técnicas de reforço (cintagem por materiais compósitos, reforços longitudinais com chapas inox e FRP) em situações de ações horizontais cíclicas e carga axial constante.

O pilar selecionado para a análise numérica foi o pilar P11, correspondente ao pilar sem qualquer tipo de reforço, pelo que apenas este será descrito no presente capítulo.

O pilar de betão armado P11 tem uma seção retangular de 200 x 400 mm² e os cantos arredondados com 30 mm de raio. Assenta sobre um bloco de fundação com 1250 x 500 x 500 mm³ e a distância do topo deste bloco até ao topo do pilar é de 1850 mm. A carga horizontal foi aplicada a 1690 mm da base. A geometria e disposição das armaduras encontram-se representadas na Figura 5.1.

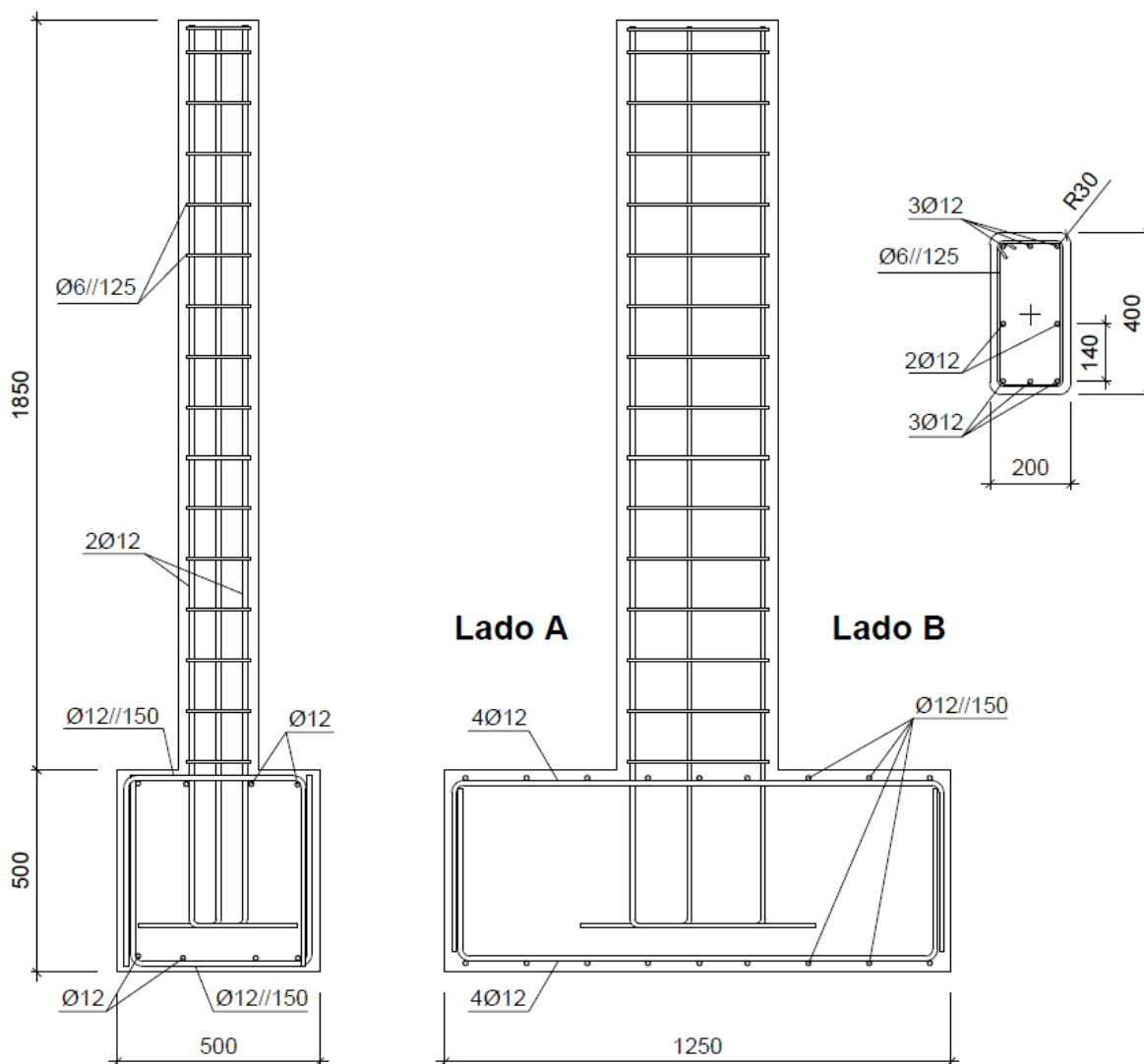


Figura 5.1: Pormenores geométricos e das armaduras do pilar P11 [21]

Para a construção do pilar de betão armado, foi utilizado um betão com valor médio de tensão de rotura à compressão, f_{cm} , para provetes cilíndricos de 20.6 MPa. Nas armaduras do pilar, foram utilizados aços de classe A400 para as armaduras longitudinais, constituídas por varões de Ø12, e aços de classe A500 para as armaduras transversais, constituídas por varões de Ø6. Quanto ao processo de fabrico, os aços de classe A400 eram laminados a quente e os de classe A500 eram

endurecidos a frio. Os diagramas tensão-extensão que caracterizam o comportamento dos varões de aço utilizados encontram-se representados na Figura 5.2. O recobrimento adotado foi de 25 mm em relação às cintas, estando o centro dos varões longitudinais localizados a cerca de 37 mm.

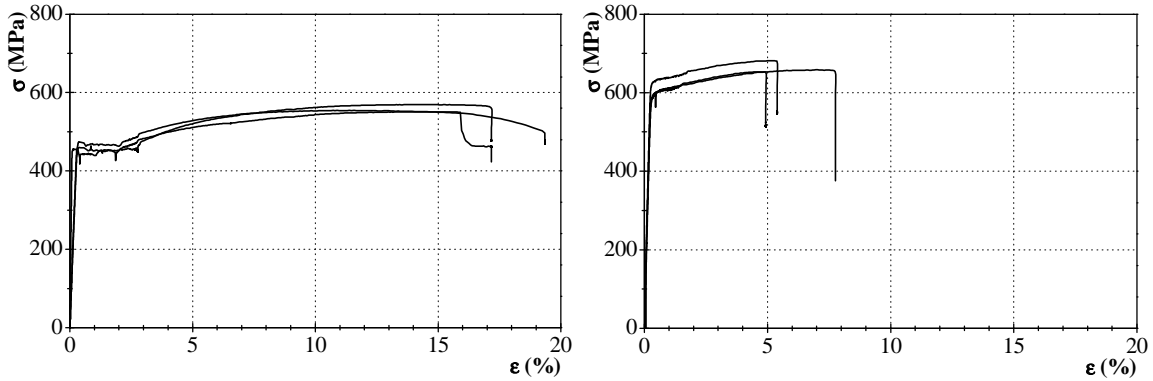


Figura 5.2: Diagrama tensão-extensão do ensaio dos provetes de aço de Ø12 (esquerda) e Ø6 (direita)

Na Tabela 5.1 indicam-se os valores médios da tensão de cedência (f_{sy}), tensão de rotura (f_{su}), extensão na cedência (ϵ_{sy}) e na rotura (ϵ_{su}), bem como os valores do módulo de elasticidade (E_s) para os varões de aço utilizados no pilar P11.

Tabela 5.1: Valores médios de caracterização dos varões de aço

Armaduras	Tipo	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	E_s (GPa)	ϵ_{sy} (%)	ϵ_{su} (%)
Ø6	ER	592	665	211.43	0.28	6.0
Ø12	NR	452	558.4	205.45	0.22	12.0

No sentido de fixar a fundação do pilar P11 (Figura 5.3) à laje do Laboratório foi aplicada uma força vertical no topo da fundação, de valor médio de 300 kN sobre cada um dos perfis metálicos (Força A). De seguida foi aplicada uma força de valor médio de 200 kN na direção horizontal da fundação (Força B), conforme ilustra a Figura 5.3.

O ensaio do pilar P11 inicia-se com a aplicação de uma força vertical de 320 kN de intensidade constante no topo do pilar (Força C). Em seguida foi aplicado um ciclo de deslocamentos a uma altura de 1,69 m do topo da fundação. Por o pilar escolhido, se tratar de um pilar a reforçar, foi aplicado um deslocamento de aproximadamente 40 mm em cada direção, de modo a fendilhar o pilar, que posteriormente seria reforçado. A aplicação dos deslocamentos foi realizada na direção de maior inércia do pilar, considerando-se deslocamentos positivos no sentido “Lado B – Lado A” e negativos no sentido “Lado A – Lado B”.

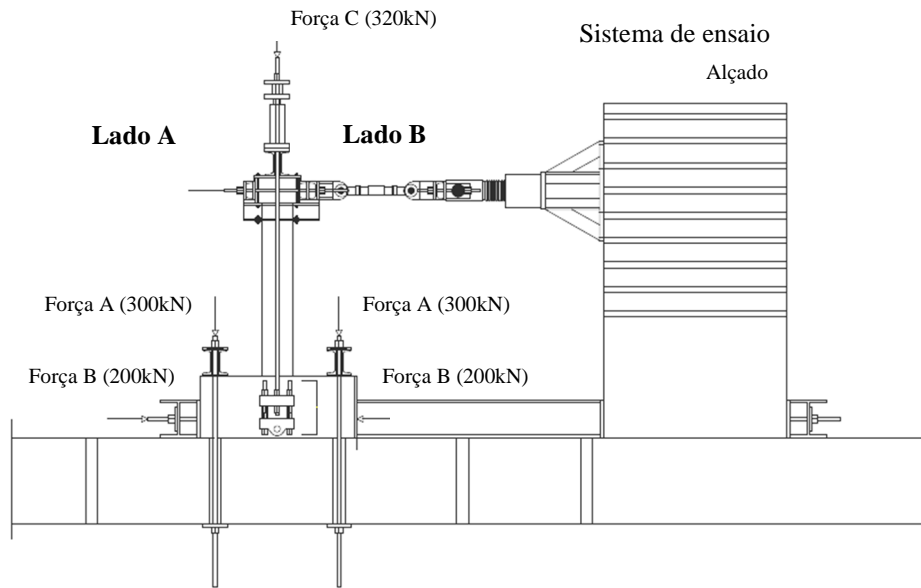


Figura 5.3: Sistema de ensaio e forças aplicadas (Adaptado de [21])

Na Figura 5.4 encontra-se indicado o diagrama força horizontal-deslocamento horizontal imposto no topo do pilar obtido no ensaio do pilar P11. Mais informação pode ser encontrada em [21].

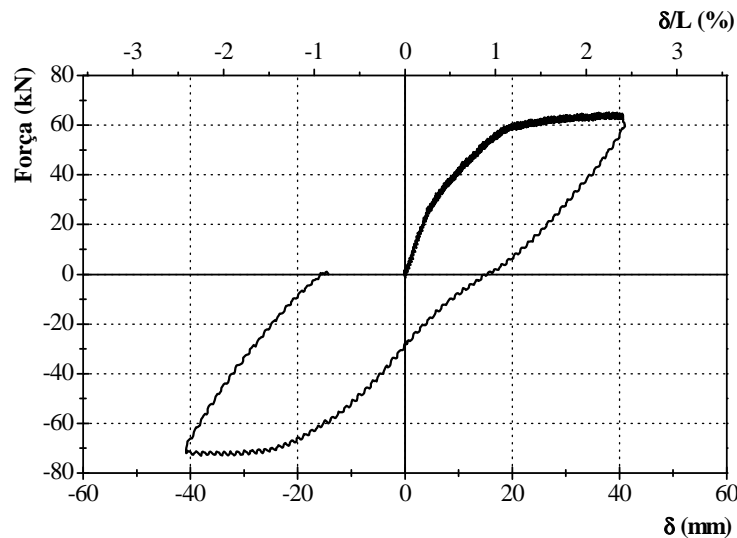


Figura 5.4: Diagrama força horizontal-deslocamento horizontal obtido do ensaio experimental [21]

5.2. Simulação e calibração numérica

Para simular numericamente a resposta do ensaio experimental, foram utilizados programas de análise numérica que têm em conta o comportamento não linear dos materiais e geométrico dos elementos. As análises numéricas utilizadas e descritas no presente capítulo referem-se à utilização

dos programas de cálculo automático *ATENA* e *SeismoStruct*, sendo que neste último serão comparadas estratégias de modelação distintas.

5.2.1. Análise não linear através de elementos finitos tridimensionais – *ATENA 3D*

No caso da modelação numérica com recurso ao programa *ATENA 3D* (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis), é considerada a análise tridimensional não linear através de elementos finitos, sendo a formulação das relações constitutivas dos materiais baseadas no estado plano de tensão. Nesta análise é utilizada uma abordagem de distribuição para modelação das propriedades dos materiais, tais como as fendas ou armaduras distribuídas. Isto significa que as propriedades de um material definido para um dado ponto são válidas dentro de um determinado volume de material, estando neste caso associado à totalidade de um elemento finito.

O comportamento não linear do betão num estado biaxial de tensão é descrito em relação à tensão efetiva, σ_c^{ef} , e à extensão uniaxial equivalente ε^{eq} . Para se analisar o comportamento do betão num estado plano de tensão é necessário passar do estado biaxial de tensão para um estado uniaxial. Esta redução é feita eliminando o efeito de Poisson, através da introdução de uma extensão uniaxial equivalente. Esta extensão uniaxial equivalente pode ser considerada como a extensão que produz uma tensão σ_{ci} em ensaios uniaxiais com um módulo de elasticidade associado a uma direção i , E_{ci} (expressão 5.1) [12].

$$\varepsilon^{eq} = \frac{\sigma_{ci}}{E_{ci}} \quad (5.1)$$

O comportamento não linear do betão é dado através da relação tensão-extensão representada na Figura 5.5, podendo o comportamento do betão ser descrito em 4 estados, conforme a numeração indicada na figura. Os estados 1 e 3 representam os estados iniciais do betão até à resistência máxima, em tração e compressão, respetivamente. Os estados 2 e 4 representam os estados de tensão do betão após fendilhação e ocorrência das tensões máximas, respetivamente em tração e compressão.

A descrição do comportamento do betão, nas fases de descarga, quer em tração quer em compressão, são assumidas como troços lineares. Com a consequente carga, o mesmo caminho de descarga é seguido até ao último ponto U. Depois deste ponto, a envolvente do diagrama é retomada.

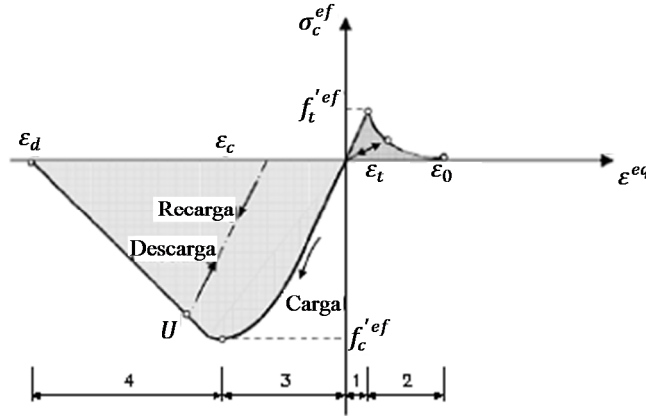


Figura 5.5: Diagrama tensão-extensão para o betão (Adaptado de [40])

A modelação do comportamento não linear em compressão (Figura 5.6) é descrita na fase ascendente (fase de endurecimento) com base nos pressupostos recomendados pelo Model Code 90, enquanto a fase descendente (fase de amolecimento) tem por base os ensaios experimentais realizados por Van Mier (1986) [12]. Das experiências realizadas por Van Mier resulta um deslocamento máximo possível para um betão no pós-pico, w_d , de 0.5 mm , para estados de tensão uniaxiais. No caso do betão sujeito a estados de tensão multiaxiais, o betão apresenta um comportamento mais dúctil, pelo que no pós-pico a fase descendente tem menor inclinação. Com base neste comportamento, Sasmal [40] que modelou ligações pilar-viga sob cargas cíclicas, propõe o uso de deslocamentos máximos para o betão no pós-pico superiores aos sugeridos por Van Mier, tendo obtido boas correlações entre os resultados experimentais e numéricos para $w_d = 5 \text{ mm}$. Este parâmetro deve ser reajustado de acordo com os resultados experimentais pois depende da história de carga a que o elemento é sujeito.

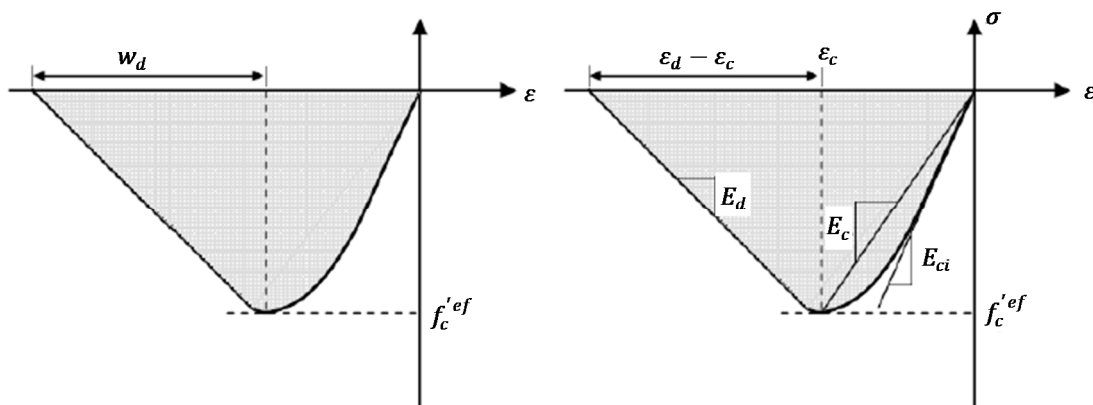


Figura 5.6: Diagrama tensão-extensão do betão à compressão (Adaptado de [40])

O comportamento do betão à tração antes da abertura de fendas é assumido como sendo elástico-linear. Após atingida a tensão efetiva de resistência à tração, $f_t'^{ef}$, ou seja, quando o betão apresenta fendilhação, o seu comportamento depende da abertura de fendas.

Utilizam-se dois tipos de formulação na abertura de fendas: a primeira formulação considera um modelo de fenda fictício baseado na lei de abertura de fenda e na energia de fratura. Esta formulação é a mais indicada para modelar a propagação de fendas no betão e tem um comportamento exponencial de abertura de fenda, conforme ilustra a Figura 5.7. A segunda formulação, considera uma relação tensão-extensão, num dado ponto do material e depende da malha de elementos finitos adotada, devendo de acordo com Cervenka et al. [12], ser utilizada em situações específicas.

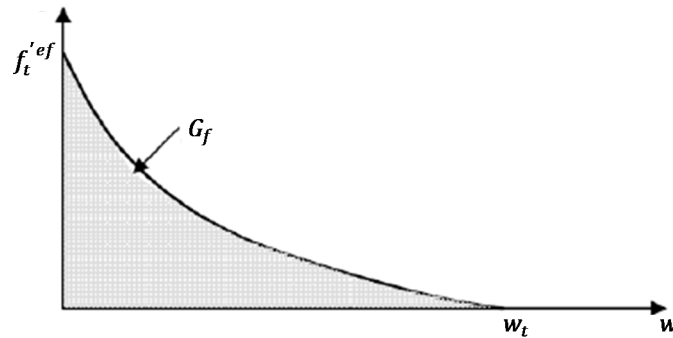


Figura 5.7: Lei exponencial de abertura de fendas (Adaptado de [40])

Na modelação da propagação de fendas no betão, é adotado um modelo de fissuração distribuída que se divide em dois tipos de modelos de propagação de fendas: “*Fixed Crack Model*” ou FCM, em que a direção da fenda mantém a sua posição inicial, e o “*Rotated Crack Model*” ou RCM, em que a direção da fenda é atualizada ao longo do carregamento. Em ambos os modelos, as fendas surgem quando as tensões principais excedem a resistência à tração do betão.

Com base nos resultados numéricos realizados por Biscaia et al. [5] em que foram modeladas vigas de betão armado reforçadas com GFRP considerando os dois modelos de propagação de fendas descritos, é sugerido que a utilização do modelo “*Rotated Crack Model*” consegue prever com maior exatidão a deformada da viga, bem como o descolamento do GFRP, traduzindo-se em resultados numéricos mais próximos dos experimentais. Face ao recomendado por [5] e à boa aproximação dos resultados numéricos obtidos para o pilar P11, foi utilizado o modelo de propagação de fendas RCM como sendo aquele que melhor traduz o comportamento experimental do pilar.

Para simular o comportamento do betão foi utilizado o modelo “*CC3DNonLinCementitious2*”. No caso do módulo de elasticidade do betão gerado pelo programa, este foi reduzido para 90% do seu valor inicial, baseado nas recomendações do EC2, em que para betão com agregados de calcário, o valor do módulo de elasticidade deve ser reduzido em 10% [18].

No caso da tensão de resistência à tração, o valor gerado pelo programa (expressão 5.2) foi reduzido em 30%, uma vez que, o material betão apresenta um comportamento menos rígido e quebradiço que o valor de resistência gerado pelo *ATENA*. Esta redução da tensão de resistência à tração do betão é

sustentada pela boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais obtidos por Biscaia et al. [5].

$$f_{ctm} = 0.24f_{cm,cub}^{2/3} \quad (5.2)$$

Considerou-se um coeficiente de redução da resistência à compressão após fendilhação ($r_{c,lim}$) no betão de 0.8, ou seja, o betão quando fissurado tem 80% da resistência do betão não fissurado. O valor adotado para este parâmetro influencia o mecanismo de rotura quando a redução de resistência à compressão é significativa [44], tendo a escolha de 0.8 sido sustentada pela boa aproximação aos resultados experimentais e ao recomendado [12,44].

Assim, com base nos valores gerados pelo programa e pressupostos enunciados, as características do betão utilizadas no *ATENA 3D* encontram-se especificadas na Tabela 5.2, com a indicação da tensão resistente à compressão para provetes cúbicos ($f_{cm,cub}$), tensão resistente à compressão para provetes cilíndricos (f_{cm}), módulo de elasticidade (E_c), tensão resistente à tração (f_{ctm}), energia de fratura (G_f), deslocamento plástico ou pós-pico (W_d), redução da resistência de compressão devido à fendilhação ($r_{c,lim}$) e do “*Fixed Crack Model*” (em que FCM=1.0 para “*Fixed Crack Model*” e FCM=0.0 para “*Rotated Crack Model*”).

Tabela 5.2: Características do betão utilizadas no modelo numérico do ATENA

$f_{cm,cub}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	E_c (GPa)	f_{ctm} (MPa)	G_f (MN/m)	W_d (mm)	$r_{c,lim}$	FCM
24.24	20.60	24.92	1.407	5.025E-05	3.0	0.8	0.0

Quanto ao comportamento dos varões de aço foi adotado o modelo multilinear que descreve as diferentes fases de comportamento do aço (fase elástica, patamar de cedência, endurecimento e rotura), com base nos ensaios de tração dos varões. O material utilizado para o aço foi o “*Cycling Reinforcement*” cujo comportamento para ensaios cíclicos recorre ao modelo de Menegotto e Pinto [32]. Conforme descrito na seção 2.1.2.2, o modelo de Menegotto e Pinto requer a introdução de três parâmetros de caracterização do aço, pelo que para o presente modelo numérico adotou-se $R_0 = 20$, $C_1 = 18.5$ e $C_2 = 0.15$.

Para simular a aderência entre as armaduras e o betão, através da relação tensão de aderência-eskorregamento, o programa disponibiliza três modelos de “*bond-slip*”: Aderência perfeita, modelo proposto pelo Model Code 90 (1990) e o modelo de Bigaj (1999), dependendo estes dois últimos, da resistência à compressão do betão, tipo de varão utilizado (nervurados ou lisos), diâmetro (no caso do modelo de Bigaj), condições de confinamento e qualidade do betão [12]. Para o presente caso de estudo adotou-se uma aderência perfeita entre o elemento de betão e aço, no entanto, a consideração

de uma ligação perfeita entre as armaduras e o betão circundante não é próxima do comportamento real, pois considera que não existe escorregamento entre os materiais. Contudo, de acordo com Červenka et al. [11], na maioria dos casos práticos a ligação tem um efeito pouco significativo na resposta global, pois a resistência de aderência máxima raramente é atingida.

A história de carga foi aplicada em incrementos de deslocamento de 1,0 mm. Para cada passo de carga, a resolução das equações não lineares de equilíbrio foi efetuada com base na formulação de “Arc-length” para a aplicação da carga axial e no método de “Newton-Raphson” para a fase de deslocamentos, com um máximo de 60 iterações.

Na materialização do modelo numérico, os elementos da fundação, pilar e chapas de carga foram modelados como macro-elementos, num total de 15. Por outro lado, os varões de aço foram modelados recorrendo a elementos de barra. A Figura 5.8 mostra a divisão entre os macro-elementos e a disposição dos elementos de barra referentes às armaduras.

Em termos de elementos finitos, os elementos de betão foram modelados como “Brick”, pois é o que melhor define o comportamento do betão com seis faces, de acordo com Červenka et al. [10]. As chapas de carga foram modeladas utilizando elementos “Tetra and Brick”, considerando um comportamento elástico linear para o material, “3DElasticIsotropic”.

Dado que o carregamento cíclico exige bastante esforço computacional, a malha de elementos finitos não poderá ser muito reduzida, para que a obtenção de resultados com alguma qualidade seja relativamente rápida. Como tal foi adotada uma malha de 0.10 m para todos os macro-elementos, tendo resultado num total de 876 elementos finitos, conforme ilustra a Figura 5.8.

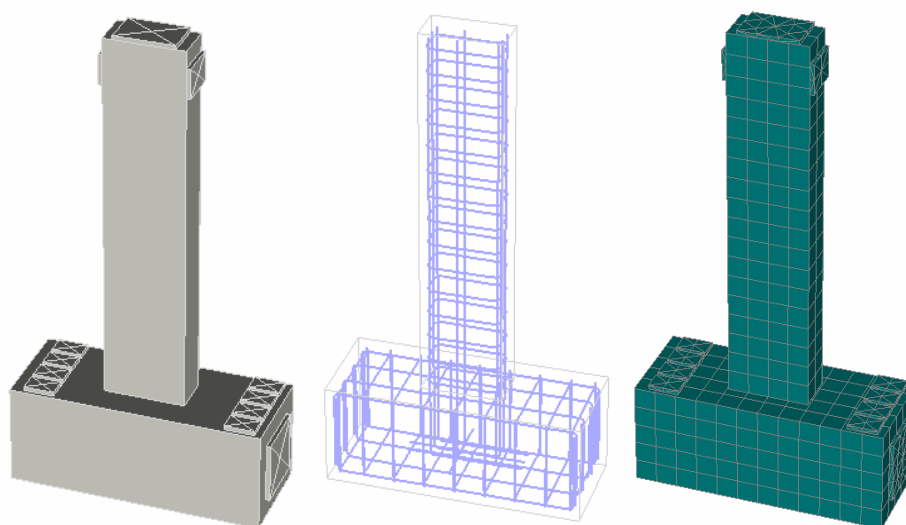


Figura 5.8: Divisão do pilar em macro-elementos (esquerda), elementos de barra (centro) e elementos finitos 3D (direita)

As forças e deslocamentos obtidos na modelação computacional resultaram do ajuste de alguns parâmetros do betão, nomeadamente o módulo de elasticidade (E_c), força à tração (f_{ctm}), deslocamento plástico (W_d), redução da resistência de compressão devido à fendilhação ($r_{c,lim}$) e ao “*Fixed Crack Model*”. Com base no ajuste das propriedades do betão, na Figura 5.9 representam-se os resultados obtidos do modelo numérico e do ensaio experimental.

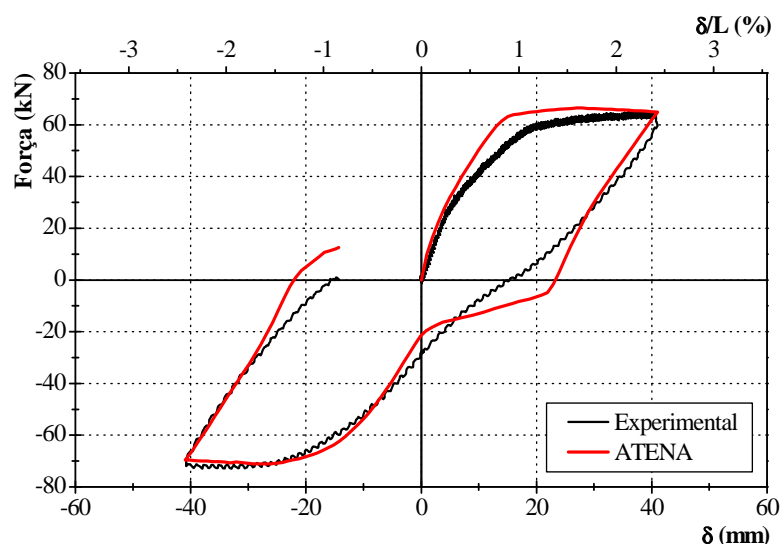


Figura 5.9: Comparação do diagrama força horizontal-deslocamento horizontal obtido pelo modelo experimental e numérico do ATENA

Como se pode verificar no gráfico força-deslocamento, existe uma boa concordância entre a resposta do ensaio experimental e a resposta numérica. Para os deslocamentos associados às forças máximas positivas e negativas, o modelo numérico evidencia resultados semelhantes aos experimentais, bem como a previsão no modelo numérico da rigidez inicial do pilar.

No entanto, o modelo numérico não consegue prever com exatidão a cedência das armaduras do pilar e o efeito de aperto (“*pinching effect*”) que se observa experimentalmente. Este efeito de aperto está associado à abertura e fecho de fendas em flexão cíclica. Quando as fendas se encontram abertas, são as armaduras em tração e compressão que asseguram o comportamento em flexão. Quando se verifica o fecho das fendas, o betão à compressão volta novamente a ser mobilizado, provocando um aumento brusco da rigidez. Após este aumento, cessa o efeito de aperto e o troço de descarga começa a perder rigidez, devido à compressão das armaduras, anteriormente sujeitas à tração. Este fenómeno torna-se mais evidente com a existência de esforço axial de compressão e de uma distribuição assimétrica de armadura na seção [4].

No ensaio do pilar P11, durante a fixação da fundação à laje do Laboratório (Força A) foi inicialmente aplicada uma carga superior a 200 kN e que provocou fendilhação da parte superior da sapata. Este

facto pode estar na origem da diferença observada ao nível do deslocamento de cedência (maior no ensaio do que na simulação numérica).

O nível de complexidade e refinamento do *ATENA* permite a observação da propagação de fendilhação no modelo ao longo do ensaio. Na Figura 5.10 apresenta-se a propagação de fendilhação nos ciclos de carga $\delta = 40\text{ mm}$ e $\delta = -40\text{ mm}$, respetivamente, para largura de fendas superiores a 0.3 mm . Conforme esperado, a distribuição de fendas é mais acentuada junto à base do pilar (onde se verificam mais esforços), progredindo à medida que a rótula plástica se vai desenvolvendo.

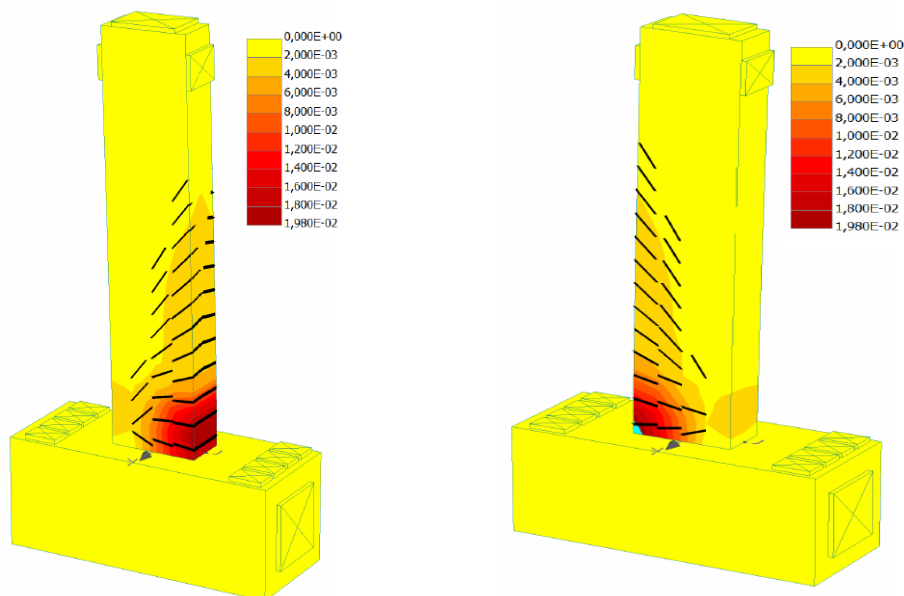


Figura 5.10: Propagação de fendas e extensões principais para os ciclos de deslocamento $\delta = 40\text{ mm}$ (esquerda) e $\delta = -40\text{ mm}$ (direita)

5.2.2. Análise não linear através de um modelo de fibras em seções de integração do elemento - *SeismoStruct*

A complexidade demonstrada no programa de elementos finitos não linear, utilizado na seção anterior, implica um elevado número de processos numéricos, traduzindo-se numa modelação morosa. Deste modo, optou-se como complemento à análise numérica dos efeitos da corrosão a utilização do programa de análise não linear *SeismoStruct*, cujo tempo de cálculo é bastante inferior ao do *ATENA*.

O programa *SeismoStruct* permite prever a resposta de deslocamentos de estruturas sujeitas a ações estáticas ou dinâmicas, considerando as não linearidades geométricas e de comportamento dos materiais. Este programa permite o uso de elementos com plasticidade distribuída (formulações

baseadas em forças ou deslocamentos) e elementos com plasticidade concentrada (com base no comprimento da rótula plástica).

Cronologicamente, os modelos de plasticidade concentrada surgiram numa primeira fase, na década de 60, para ajudar a resolver problemas da engenharia sísmica. Atualmente face ao aumento do poder computacional, os modelos de plasticidade distribuída foram ficando mais populares e de utilização mais prática [7].

No *SeismoStruct* é utilizado um modelo de fibras para representar o comportamento da seção transversal, em que a cada fibra está associada uma lei uniaxial de tensão-extensão. O estado de tensão-extensão de elementos do tipo viga ou pilar é obtido através da integração da resposta não linear de cada fibra em que a seção está dividida (Figura 5.11). A utilização de uma resposta não linear tem como vantagem não ser necessário introduzir elementos de dissipação de energia, pois esta dissipação está implícita nas leis constitutivas dos materiais.

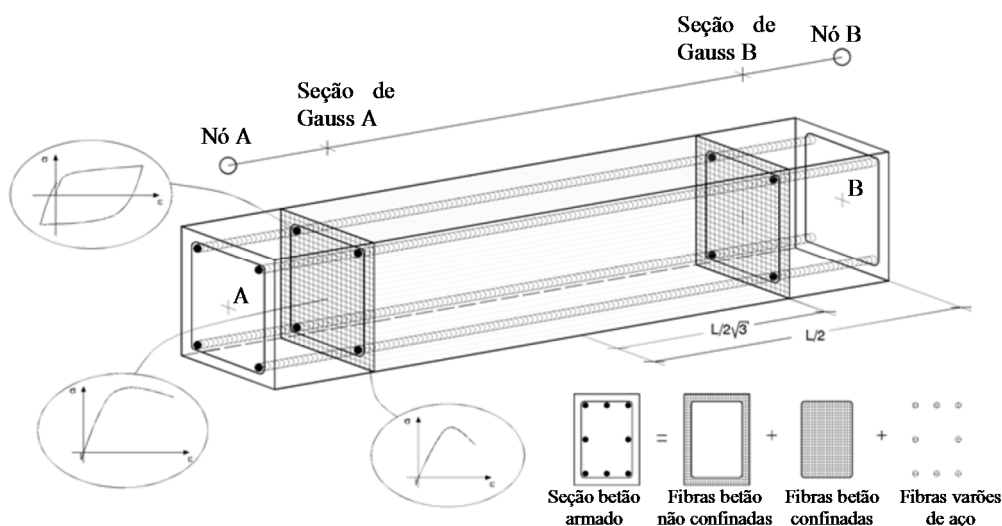


Figura 5.11: Discretização da seção transversal de um elemento de betão armado (Adaptado de [41])

O processo de cálculo das equações não lineares é realizado tendo por base o algoritmo de “*Newton-Raphson*”, onde a solução é obtida iterativamente por incrementos de deslocamento até que o critério de convergência seja atingido.

5.2.2.1. Estratégias de modelação dos elementos

Para a calibração do modelo numérico, são comparadas três estratégias de modelação não linear com base em elementos com plasticidade concentrada (“*Lumped-plasticity*”) e plasticidade distribuída, dividindo-se este último em formulações baseadas em força (“*Force-based formulation*”) e em deslocamento (“*Displacement-based formulation*”).

i) Plasticidade concentrada

No modelo de plasticidade concentrada ou LP, a não linearidade do material está limitada às extremidades do elemento, denominada de região da rótula plástica. Nesta formulação assume-se um comportamento elástico a ligar duas molas inelásticas, que seguem o comportamento não linear do material [7].

Dado que o comportamento não linear do elemento está confinado às extremidades, a propagação de dano devido à deformação não é tida em consideração. Outra limitação desta formulação é o facto se assumir *a priori* um comprimento para a rótula plástica, sendo a sua definição função da experiência do utilizador ou do cálculo do comprimento da rótula plástica com base em expressões empíricas.

Existem diversas expressões empíricas que permitem determinar o comprimento da rótula plástica a adotar nos modelos de plasticidade concentrada [37]. Priestley e Park [35] propuseram que o comprimento da rótula plástica é calculado em função da altura do pilar e das características dos varões longitudinais existentes, de acordo com a seguinte expressão:

$$L_p = 0.08L + 0.022f_y d_l \quad (5.3)$$

em que L é o comprimento do pilar, f_y a tensão de cedência da armadura longitudinal e d_l o diâmetro da armadura longitudinal.

A principal vantagem desta formulação assenta no reduzido esforço computacional exigido pela imposição da limitação do comportamento não linear [7].

ii) Plasticidade distribuída

Nos modelos de plasticidade distribuída, o elemento é modelado dentro de um número de seções de controlo, em que o seu comportamento não linear global é obtido através da integração do comportamento inelástico entre cada seção. A grande vantagem destes modelos é a não existência de um comprimento predeterminado em que a não linearidade de comportamento possa ocorrer, uma vez que a todas as seções está implícita a mesma resposta.

Nestes modelos, a cada seção de controlo está associado um número de fibras que garantem o equilíbrio computacional em cada seção de integração do elemento. O número de fibras a adotar deve ser o suficiente para garantir uma adequada reprodução da distribuição de tensão-extensão ao longo da seção transversal do elemento. Esta escolha varia com a forma e características do material, bem como do nível de plasticidade a que o elemento está sujeito. É aconselhado [41] um número de fibras igual ou superior a 200, para seções em que se verifique um elevado comportamento não linear.

Para ter em consideração um comportamento não linear distribuído pelo elemento, são utilizadas duas formulações de elementos finitos. A primeira baseada na rigidez do elemento, designada por “*displacement-based formulation*” ou DB, e a segunda com base na flexibilidade do elemento, designada por “*force-based formulation*” ou FB [7].

No caso da formulação DB, é imposto um campo de deslocamentos e as forças do elemento são determinadas através de considerações energéticas (método dos deslocamentos). Enquanto na formulação FB, é imposto um campo de forças e os deslocamentos no elemento são determinados através do princípio dos trabalhos virtuais (método das forças).

É de esperar que as duas formulações produzam os mesmos resultados para descrever o comportamento elástico linear do material. No entanto, para a descrição do comportamento plástico, o elemento baseado numa formulação em deslocamentos apresenta dificuldades em determinar a forma real da deformada, sendo portanto necessário realizar a discretização em vários elementos para representar as deformações localizadas nas rótulas plásticas. Por outro lado, a formulação baseada em força pode ser discretizada num único elemento, dividido em várias seções, a que está associado o comportamento não linear material [41].

Sugere-se [7,41] para o modelo de plasticidade distribuída baseada em forças, o uso de 4 a 7 seções de integração, consoante a resposta pretendida. Para obter uma resposta do modelo mais frágil, é aconselhado o uso de 7 seções de integração, por outro lado, se se pretende uma resposta mais dúctil é aconselhado o uso de 4 ou 5 seções de integração.

Para a formulação baseada em forças, foram considerados 7 pontos de integração, com base nos resultados obtidos por Calabrese [7] e Rodrigues [38], que sugerem o uso de pelo menos seis seções de integração para obter uma previsão estabilizada da resposta local.

No caso do modelo de plasticidade distribuída baseada em deslocamentos, devem ser utilizados elementos de pequena dimensão, conduzindo a um refinamento da malha, de modo a garantir uma boa precisão da resposta para grandes deformações. À semelhança do modelo de plasticidade distribuída baseado em forças, é aconselhada a divisão do elemento estrutural em 4 a 6 sub elementos [41].

De acordo com os resultados obtidos por Calabrese [7], pode se alcançar uma boa aproximação da resposta do elemento para a formulação DB, caso seja feita uma discretização da malha de pelo menos quatro elementos, com dois pontos de Gauss-Legendre por cada, para comprimentos iguais entre elementos.

No entanto, Rodrigues [38] sugere uma divisão em seis elementos, com base na concentração da resposta não linear próxima do comprimento da rótula plástica. Face a estas recomendações, realizou-se uma comparação de resultados para as duas situações, pelo que a divisão sugerida por este último

autor proporciona uma melhor aproximação com os resultados experimentais. Na Figura 5.12 ilustra-se a divisão de elementos tipo viga-pilar para as três estratégias de modelação utilizadas nas simulações numéricas seguintes.

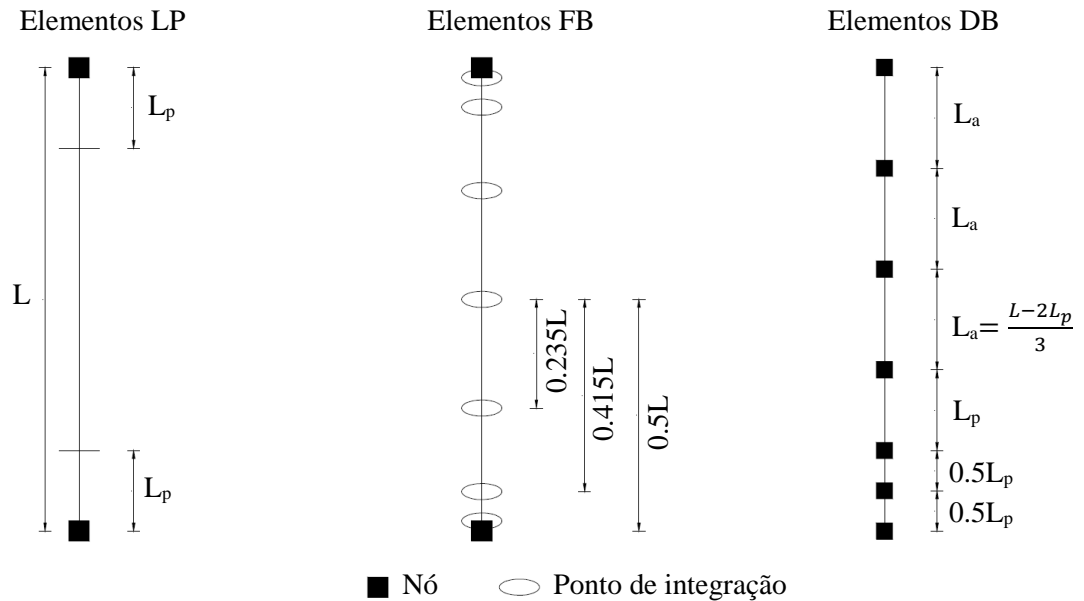


Figura 5.12: Estratégias de modelação: Plasticidade concentrada (esquerda); plasticidade distribuída baseada em forças (centro) e plasticidade distribuída baseada em deslocamentos (direita) (Adaptado de [38])

5.2.2.2. Comportamento dos materiais

A consideração do comportamento não linear dos materiais na resposta de elementos de betão armado requer uma modelação precisa da relação uniaxial tensão-extensão do material na resposta a ações cíclicas. Na presente seção são enunciados os modelos constitutivos adotados para o betão e aço, bem como os valores adotados na caracterização do comportamento dos materiais.

Para o betão foi utilizado o modelo inicialmente programado por Madas (1993), que segue as relações constitutivas propostas por Mander et al. (1988), descritas nas seções 2.1.1.2 e 2.1.1.3 do Capítulo 2, e as regras propostas por Martinez-Rueda e Elnashai (1997) para carregamentos cíclicos. Os efeitos de confinamento lateral são garantidos pelas armaduras transversais, recorrendo ao modelo de Mander et al. (1988), onde uma pressão de confinamento constante é assumida ao longo do diagrama tensão-extensão do betão [41].

Na Tabela 5.3 indicam-se os cinco parâmetros necessários à definição do modelo de comportamento do betão.

Tabela 5.3: Propriedades mecânicas do betão utilizado no modelo numérico

Resistência à compressão f_c (MPa)	Resistência à tração f_t (MPa)	Módulo de elasticidade E_c (GPa)	Extensão para a resistência de pico ε_c (%)	Fator de confinamento
20.60	1.624	21.332	0.45	1.012

Para descrever o comportamento do aço, foram utilizados dois modelos distintos, o modelo de Menegotto-Pinto [32] e o modelo de Dodd-Restrepo [15]. Conforme descrito no Capítulo 4, a implementação do modelo de Menegotto e Pinto apesar de se traduzir em análises numéricas mais simplificadas, não consegue representar o patamar de cedência característico dos aços laminados a quente, pelo que foi necessário recorrer também ao modelo proposto por Dodd e Restrepo.

No caso do modelo de Menegotto e Pinto, alguns autores [38] sugerem o uso de $R_0 = 20$, $a_1 = 18.5$, $a_2 = 0.15$, $a_3 = 0.025$ e $a_4 = 2$. Porém, e de acordo com [41], quando se verificam grandes deformações cíclicas, o endurecimento isotrópico (associado aos parâmetros a_3 e a_4) pode conduzir a grande capacidade de resistência do elemento. Assim, admitiu-se que o endurecimento isotrópico se encontram “desativado” e os coeficientes a_3 e a_4 tomam o valor de 0 e 1, respetivamente.

Nas Tabelas 5.4 e 5.5 são nomeadas as propriedades mecânicas e parâmetros adotados na análise numérica utilizando os modelos de Menegotto-Pinto e Dodd-Restrepo, respetivamente.

Tabela 5.4: Propriedades mecânicas do aço utilizadas no modelo de Menegotto-Pinto

Módulo elasticidade E_s (GPa)	Tensão cedência f_y (MPa)	Razão de endurecimento por extensão μ	Curva inicial de transição R_0	Curva de transição		Endurecimento isotrópico		Extensão encurvadura/rotura ε_r
				a_1	a_2	a_3	a_4	
205.45	452.00	0.0044	20	18.5	0.15	0	1	0.12

Tabela 5.5: Propriedades mecânicas do aço utilizadas no modelo de Dodd-Restrepo

Módulo elasticidade E_s (GPa)	Tensão cedência f_y (MPa)	Tensão última f_u (MPa)	Extensão última ε_u	Extensão início curva endurecimento ε_{sh}	Extensão ponto intermédio curva endurecimento ε_s	Tensão ponto intermédio curva endurecimento f_s (MPa)
205.45	452.00	558.40	0.12	0.020	0.04	507.00

5.2.2.3. Comparação entre estratégias de modelação

Para as três estratégias de modelação adotadas, foram feitas decisões com base nos resultados numéricos obtidos em estudos realizados por outros autores [7,38,46]. Em cada análise foi feita a comparação entre os resultados numéricos e os experimentais sob as mesmas condições de ensaio (carga axial, deslocamento horizontal, propriedades dos materiais). Além disso, foi realizada a comparação entre a utilização do modelo de Menegotto-Pinto e do modelo de Dodd-Restrepo na resposta global do pilar.

i) Plasticidade concentrada (LP)

Na análise numérica referente à utilização do modelo de plasticidade concentrada, designado por LP, o modelo foi simulado por um único elemento com 1.69 m de altura encastrado na base, admitindo-se plasticidade concentrada no comprimento da rótula plástica. O comprimento da rótula plástica foi determinado com base na expressão 5.3, tendo-se obtido um comprimento de 0.255 m. Foram utilizadas na discretização da seção 250 fibras.

Na Figura 5.13 apresenta-se o gráfico força horizontal-deslocamento horizontal referente à resposta numérica para um ciclo de carga, sendo feita a comparação entre os resultados obtidos para os dois modelos de caracterização do aço adotados.

Em termos de resposta global de comportamento, os resultados numéricos apresentam alguma proximidade com os resultados experimentais. No entanto, o modelo numérico não consegue prever com exatidão o início da fendilhação, apresentando uma rigidez inicial inferior. Por outro lado, esta formulação consegue prever com exatidão o início da cedência das armaduras longitudinais do pilar. Observa-se igualmente que nas fases de descarga e carga, o modelo numérico não consegue prever com exatidão o efeito de aperto (“*pinching effect*”) observado experimentalmente. Este fenómeno é justificado pelas limitações dos modelos numéricos na representação da abertura e fecho de fendas no betão e da encurvadura dos varões longitudinais. É de salientar que os dois modelos de caracterização do comportamento do aço têm o mesmo tipo de resposta, conforme ilustra a Figura 5.13, devido à limitação do comprimento da resposta não linear no elemento do modelo numérico.

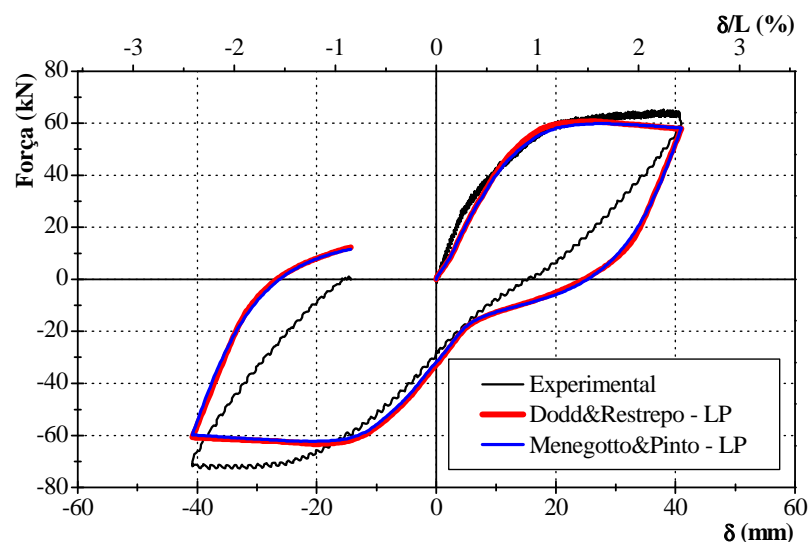


Figura 5.13: Modelação plasticidade concentrada para um ciclo de carga (Comparação entre os modelos de Dodd-Restrepo e Menegotto-Pinto)

ii) Plasticidade distribuída – formulação baseada em forças (FB)

Na análise numérica referente à utilização do modelo de plasticidade distribuída, para o caso da formulação baseada em forças, designado por FB, o modelo foi simulado por um único elemento com 1.69 m de altura encastrado na base, admitindo-se um comportamento não linear ao longo do elemento. Foram adotados 7 pontos de integração e respetivamente 6 seções de integração, à semelhança das recomendações sugeridas por Calabrese [7] e Rodrigues [38], tendo sido feita a discretização da seção em 250 fibras.

Na Figura 5.14 apresenta-se o gráfico força horizontal-deslocamento horizontal referente à resposta numérica para a formulação FB para um ciclo de carga, sendo feita a comparação entre os resultados obtidos para os dois modelos de caracterização do aço adotados.

À semelhança do modelo de plasticidade concentrada, em termos de resposta global do comportamento, os resultados numéricos são semelhantes aos resultados experimentais. A formulação baseada em forças apresenta uma melhor aproximação das forças máximas e mínimas obtidas numericamente, mas à semelhança do modelo de plasticidade concentrada não consegue prever com exatidão o início da fendilhação e da cedência das armaduras, apresentando respetivamente uma rigidez inferior e superior à verificada experimentalmente. Tal como o modelo de plasticidade concentrada, o efeito de aperto observado no modelo numérico não se aproxima do obtido experimentalmente. Na Figura 5.14 observa-se o efeito mais acentuado do endurecimento do aço, para os deslocamentos máximos, no modelo de Dodd-Restrepo em comparação com o modelo de Menegotto-Pinto.

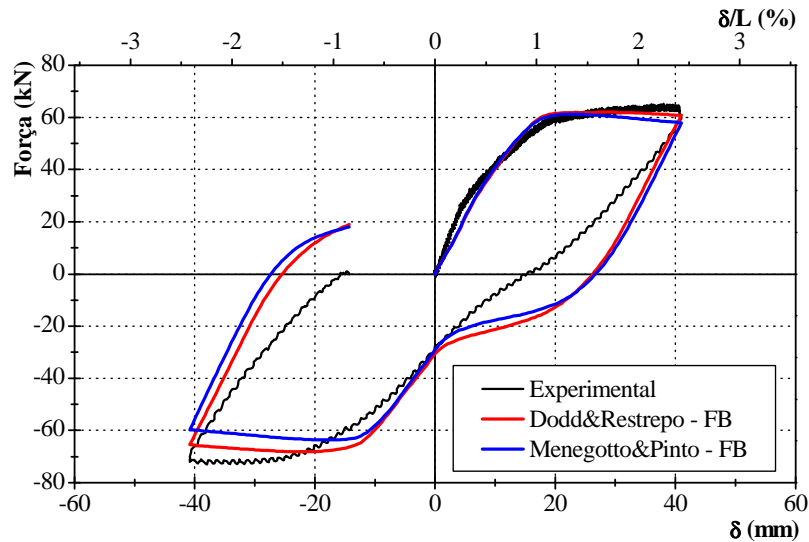


Figura 5.14: Modelação plasticidade distribuída com formulação baseada em forças para um ciclo de carga (Comparação entre os modelos de Dodd-Restrepo e de Menegotto-Pinto)

iii) Plasticidade distribuída – formulação baseada em deslocamentos (DB)

Na análise numérica referente à utilização do modelo de plasticidade distribuída, baseado em deslocamentos, designado por DB, o modelo numérico foi simulado pela discretização de um elemento global com 1.69 m de altura em 6 elementos de menores dimensões e respetivamente 12 pontos de integração, tendo em consideração a concentração da resposta não linear próxima do comprimento da rótula plástica, à semelhança das recomendações sugeridas por Rodrigues [38] (Figura 5.12). Foi também feita a discretização da seção transversal em 250 fibras.

Na Figura 5.15 apresenta-se o gráfico força horizontal-deslocamento horizontal referente à resposta numérica para a formulação DB, sendo feita a comparação entre os resultados obtidos para os dois modelos de caracterização do aço adotados.

De entre os três modelos numéricos adotados, esta formulação foi aquela que melhor conseguiu prever o início da fendilhação e do efeito de aperto. O mesmo não se verifica para o início da cedência das armaduras, onde apresenta uma rigidez superior à observada experimentalmente. Por observação da Figura 5.15, à semelhança do modelo de plasticidade distribuída com formulação baseada em forças, constata-se o efeito mais acentuado do endurecimento do aço no modelo de Dodd-Restrepo, para os deslocamentos máximos e mínimos, comparativamente com o modelo de Menegotto-Pinto.

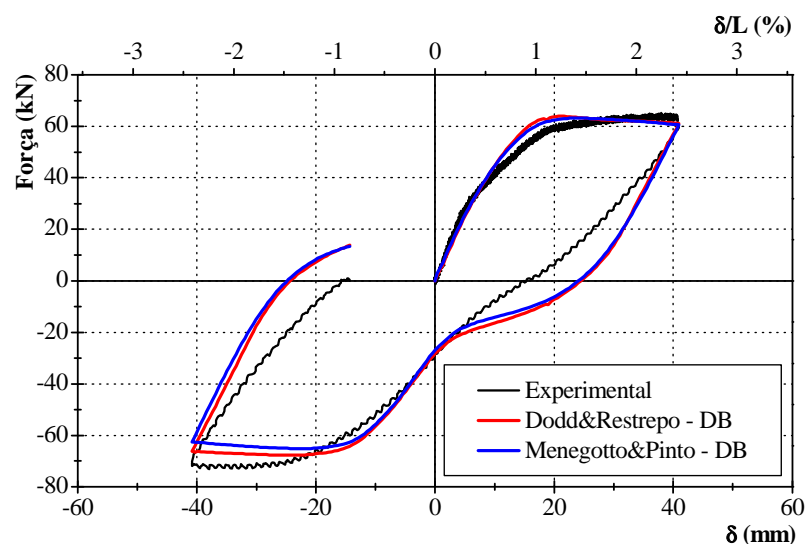


Figura 5.15: Modelação plasticidade distribuída com formulação baseada em deslocamentos para um ciclo de carga (Comparação entre os modelos de Dodd-Restrepo e Menegotto-Pinto)

Na Figura 5.16 é feita a comparação entre a energia dissipada obtida experimentalmente no pilar, para um ciclo de carga, e as diferentes estratégias de modelação adotadas, incluindo os dois modelos de caracterização do aço utilizados no caso do programa *SeismoStruct*. Observa-se que todos os modelos apresentam uma energia dissipada da mesma ordem de grandeza do valor experimental. As pequenas diferenças que existem advêm da difícil simulação, por parte dos modelos numéricos, do efeito de aperto nos pilares, traduzindo-se em maior área no gráfico força-deslocamento.

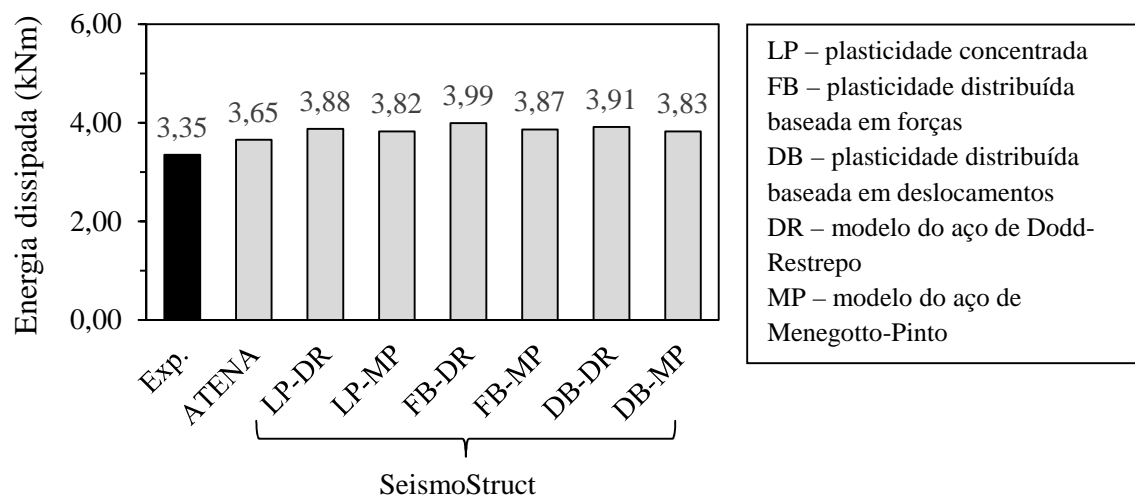


Figura 5.16: Energia dissipada obtida para um ciclo de carga para os modelos utilizados

A Tabela 5.6 apresenta a comparação entre os resultados obtidos para as forças e deslocamento máximos, para um ciclo de carga, referentes ao ensaio experimental e aos modelos numéricos utilizados. Os resultados mostram uma boa aproximação em termos de forças associadas ao deslocamento máximo positivo, com variações até 10%, observando-se maiores desvios para a força no deslocamento máximo negativo, com erros até 16%.

Os resultados numéricos obtidos do *ATENA 3D*, apesar de necessitarem de maior tempo de cálculo, são aqueles que melhor se aproximam dos resultados experimentais. Por outro lado, necessitando de menor tempo computacional, os resultados do *SeismoStruct* recorrendo à conjugação do modelo de plasticidade distribuída baseada em deslocamentos e ao modelo de caracterização do aço de Dodd-Restrepo, são aqueles que melhor previsão fazem dos resultados experimentais. Face a estas observações, para a previsão da resposta cíclica de pilares, recorrer-se-á ao uso destes dois modelos numéricos (modelo do ATENA e do SeismoStruct DB-DR).

Tabela 5.6: Resultados obtidos para os deslocamentos e forças máximas e mínimas para as diferentes estratégias de modelação

Análise	Modelo do aço	$\delta_{m\acute{a}x}^+$ (mm)	F^+ (kN)	Erro (%)	$\delta_{m\acute{a}x}^-$ (mm)	F^- (kN)	Erro (%)	
SeismoStruct	Experimental	40.992	64,00	-	-40.8	-70.85	-	
	ATENA	40.980	64.85	1.3	-40.94	-69.67	-1.7	
	LP	DR	40.992	57,94	-9.5	-40,80	-60,79	-14,2
		MN	40.992	58,18	-9.1	-40,80	-59,79	-15,6
	FB	DR	40.992	60,73	-5.1	-40,80	-65,42	-7,7
		MN	40.992	57,88	-9.6	-40,80	-59,69	-15,8
	DB	DR	40.992	61,14	-4.7	-40,80	-66,14	-6,7
		MN	40.992	60,59	-5.3	-40,80	-62,53	-11,7

LP – plasticidade concentrada; FB – plasticidade distribuída baseada em forças;
DB – plasticidade distribuída baseada em deslocamentos; DR – modelo do aço de
Dodd-Restrepo; MP – modelo do aço de Menegotto-Pinto

5.3. Resposta cíclica dos pilares

O pilar em análise P11 apenas foi ensaiado experimentalmente para um ciclo de carga, pelo que foi necessário simular o comportamento do pilar com uma maior história de carga com o intuito de se analisar as consequências inerentes à corrosão por picagem nas armaduras, em elementos de betão armado sujeitos a ações cíclicas.

O procedimento correntemente utilizado em laboratório consiste na aplicação de um deslocamento de referência (d_0) que vai aumentando de intensidade a cada 3 ciclos. Este deslocamento de referência é proporcional ao deslocamento de cedência (Δ_y) obtido num pilar ensaiado monotonicamente.

Assim sendo, com base nos modelos calibrados anteriormente, simulou-se o pilar para um carregamento monotônico tendo-se considerado um deslocamento de referência (d_0) de 9.52 mm que é igual ao deslocamento de cedência (Δ_y).

A história de carga utilizada para o modelo numérico do pilar P11 sujeito a ciclos de carga alternados, consistiu na aplicação de uma carga vertical constante de 320 kN no topo do pilar, sendo aplicadas posteriormente séries de três ciclos de deslocamentos, múltiplos do deslocamento de referência, na direção de maior inércia. Na Figura 5.17 apresenta-se o diagrama referente à história de deslocamentos horizontais impostos no modelo numérico.

Com base em ensaios realizados por outros autores [36,38], em pilares de igual geometria e pormenorização, apenas se admitiu um deslocamento máximo horizontal de 50 mm no topo do pilar ($\delta/L \approx 3\%$). A limitação da imposição de deslocamento horizontal prende-se com a não consideração por parte do *SeismoStruct*, da degradação de resistência associada à encurvadura dos varões longitudinais [7]. No entanto, este programa dispõe de um modelo de caracterização do aço que considera o fenómeno da encurvadura nos varões, o modelo de Monti-Nuti (baseado no modelo de Menegotto-Pinto). Contudo este modelo não é numericamente estável, pelo que deve ser utilizado com precaução [24]. No *ATENA*, a imposição de maiores deslocamentos implica resultados pouco realistas e problemas de convergência numérica.

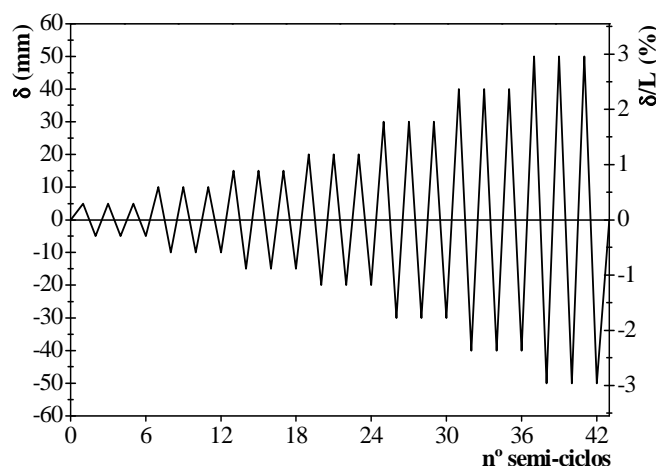


Figura 5.17: História de deslocamentos horizontais aplicados na análise numérica

Com base no ajuste de parâmetros numéricos de caracterização do comportamento dos materiais, utilizados nas seções anteriores para a calibração do pilar P11 sujeito a um ciclo de carga, aplicou-se no topo do pilar a história de deslocamentos horizontais descrita na Figura 5.17. A Figura 5.18 mostra a resposta global dos modelos numéricos utilizados no programa *ATENA* e *SeismoStruct* (com recurso à formulação de plasticidade distribuída baseada em deslocamentos e ao modelo do aço de Dodd-Restrepo), em função do deslocamento horizontal no topo do pilar, considerando que as armaduras não se encontram corroídas.

Observa-se que ambos os modelos têm uma resposta semelhante quanto à envolvente de carga. Note-se no caso do modelo numérico do *ATENA*, nos ramos de carga e descarga, o efeito de Bauschinger é pouco pronunciado, à semelhança do constatado no Capítulo 4 para o ensaio cíclico de um varão de aço. Esta fase de carga-descarga mais retilínea contribui para uma menor energia dissipada por parte da estrutura, conforme ilustra a Figura 5.19. Nesta figura, é ainda visível uma aproximação da energia dissipada acumulada nos ciclos finais, devido ao menor efeito de aperto que se obtém no modelo numérico do *ATENA* comparativamente com o obtido no *SeismoStruct*.

Além destas condicionantes de resposta é de salientar que um ensaio cíclico no programa *ATENA 3D* implica um tempo de cálculo de mais de 48 horas, em contraste com os 2 minutos obtidos para o modelo do *SeismoStruct*.

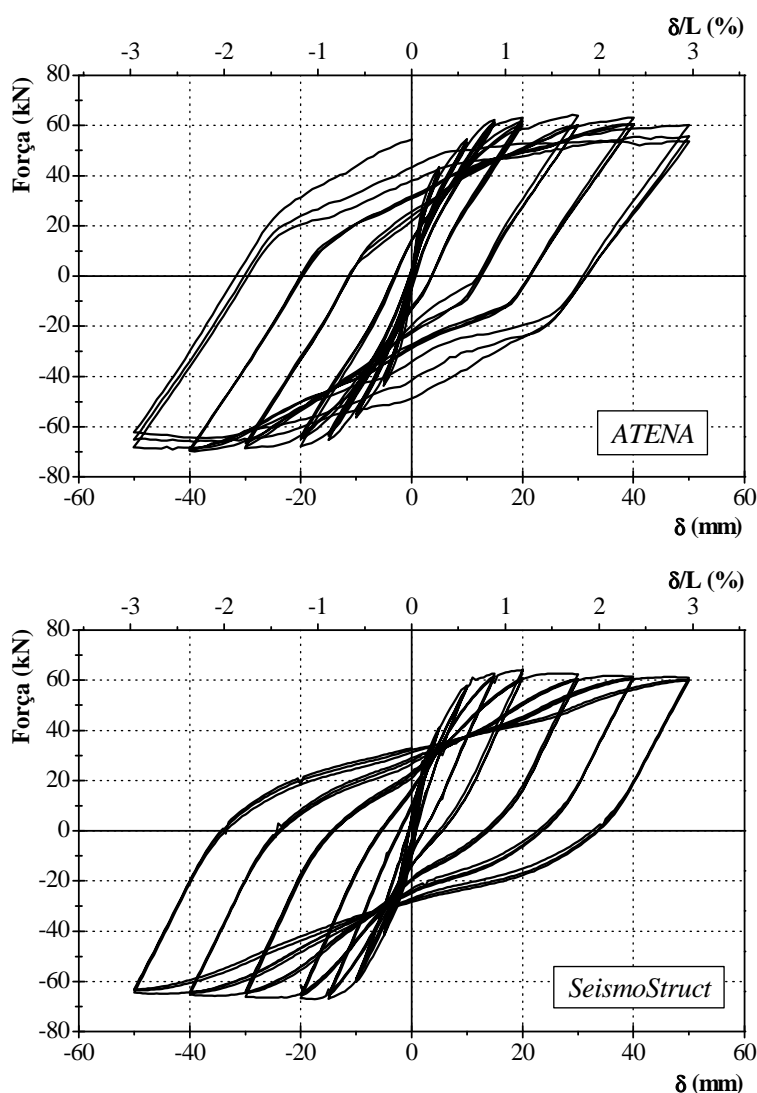


Figura 5.18: Resposta do pilar para o modelo numérico do *ATENA* e *SeismoStruct* para 0% de corrosão

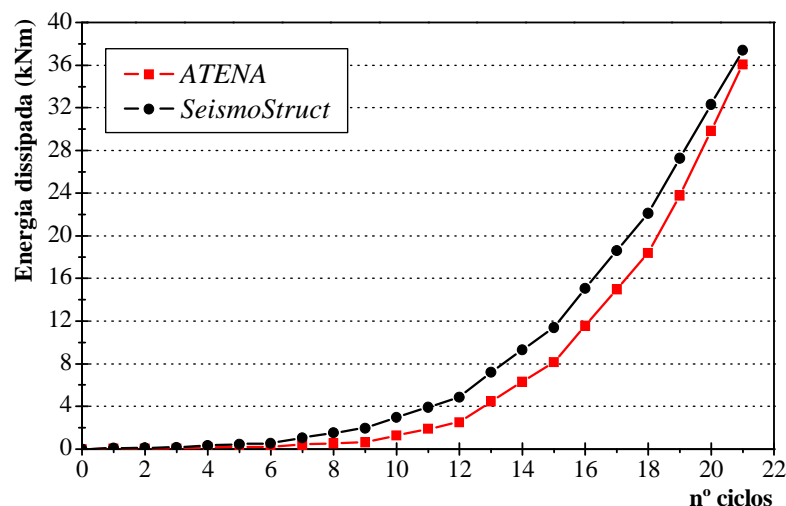


Figura 5.19: Energia dissipada acumulada no pilar o ATENA e SeismoStruct para 0% de corrosão

Seguidamente são apresentados os resultados numéricos obtidos com recurso ao programa *ATENA 3D* e *SeismoStruct* para a simulação de 0, 10 e 20% de corrosão por picagem nas armaduras do pilar, indicando-se para cada modelação, o andamento dos diagramas força-deslocamento horizontal no topo do pilar. Os diagramas representativos das extensões ao longo do ensaio das armaduras longitudinais e transversais encontram-se indicados no apêndice A.

5.3.1. Simulação da corrosão sob ações cíclicas

Recorrendo ao modelo numérico apresentado no Capítulo 4 e partindo dos diagramas tensão-extensão apresentados na Figura 5.2, simulou-se o efeito da corrosão localizada no comportamento mecânico dos varões de aço, tendo-se obtido os diagramas representados na Figura 5.20. A figura diz respeito à simulação do comportamento monotónico do aço para 0, 10 e 20% de corrosão localizada, em aços laminado a quente ($\phi 12$) e endurecidos a frio ($\phi 6$). É de salientar que para efeitos de modelação considera-se como extensão máxima, a extensão correspondente à tensão máxima atingida.

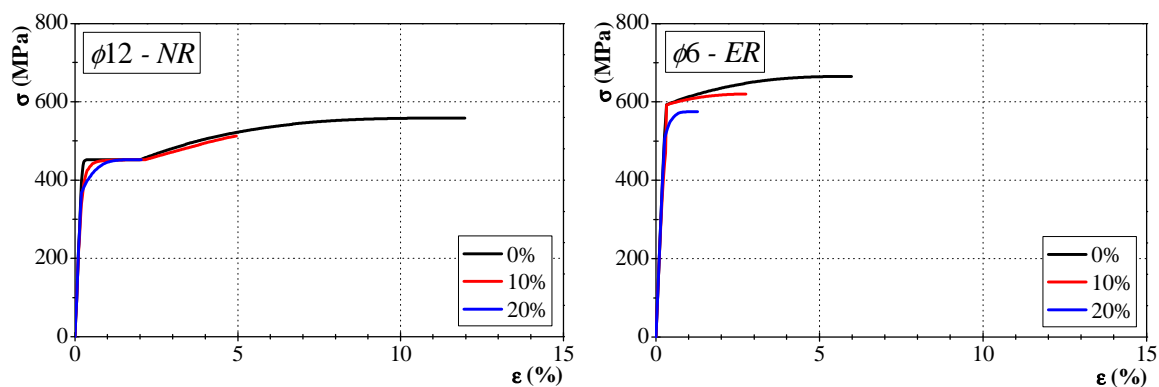


Figura 5.20: Diagramas tensão-extensão para os varões de aço de $\phi 12$ e 6 com corrosão por picagem

Conforme referido por João [27], no caso dos varões laminados a quente, observa-se uma redução brusca de extensão total, quando se passa de um varão não corroído para 10% de corrosão por picagem. No caso em que se verifica 10% de corrosão constata-se que existe apenas uma pequena parcela referente à fase de endurecimento (cerca de 3% de extensão) e que a tensão de rotura apresenta uma redução linear correspondente à redução de seção provocada pela corrosão, passando de 558 MPa para 512 MPa. Relativamente à tensão de cedência esta não sofre grandes alterações, apresentando apenas uma diminuição de resistência no final da fase elástica.

O comportamento do aço com 20% de corrosão caracteriza-se pela ausência da fase de endurecimento e diminuição da extensão total, superior à observada para 10% de corrosão. No caso da tensão de rotura para 20% de corrosão, como a extensão máxima está no patamar de cedência, esta tensão toma aproximadamente o mesmo valor que a tensão de cedência inicial, cerca de 452 MPa. Ao contrário do observado para 10% de corrosão por picagem, a tensão de cedência tem uma redução mais acentuada no final do ramo elástico, descendo a tensão de cedência para 364 MPa.

Para o aço endurecido a frio, a redução da extensão total e da tensão de rotura não são tão acentuadas como no aço laminado a quente. O comportamento destes varões com 10% de corrosão, caracteriza-se por manter a tensão de cedência e reduzir significativamente a tensão e extensão na rotura para 620 MPa e 2.8%, respetivamente. No entanto, quando se verifica 20% de corrosão, a tensão de cedência desce para 500 MPa e a tensão e extensão na rotura têm um decréscimo na resistência para 575 MPa e 1.3%, respetivamente.

No caso da corrosão localizada das armaduras, as principais consequências observadas são a diminuição da tensão de rotura e a grande redução da extensão na rotura. Fisicamente, este tipo de corrosão manifesta-se numa zona delimitada do varão, não existindo problemas de perda da resistência na ligação entre o betão e o aço, salvo exceções em que esta zona é de grandes dimensões.

No programa *ATENA*, por a caracterização do comportamento do aço ser definida pela introdução de vários pontos, é possível inserir as propriedades de forma independente para os varões longitudinais e transversais. Por outro lado, no *SeismoStruct* a caracterização do comportamento do aço é definida unicamente para os varões longitudinais de cada seção, podendo apenas ser alterada a tensão de cedência dos varões transversais. Apesar de este programa não permitir a implementação das características de comportamento das armaduras transversais, regra geral, as extensões que se verificam nas cintas são muito reduzidas em comparação com as verificadas nos varões longitudinais. Assim, o colapso do elemento ocorre pela rotura dos varões longitudinais antes que se verifique a plastificação das armaduras transversais, conforme pode ser observado no apêndice A (para o caso

do programa *ATENA*), pelo que não têm grande influência no possível colapso do pilar, apesar de apresentarem uma extensão plástica menor que a inicial.

No entanto, pressupõe-se que se os varões longitudinais apresentam uma dada percentagem de corrosão, logo as cintas terão igual ou superior percentagem de corrosão. Como tal, foram realizadas simulações numéricas em que o comportamento dos varões longitudinais e transversais vai ser alterado, para o mesmo grau de corrosão por picagem.

Face ao descrito, para os diagramas de comportamento dos varões representados na Figura 5.20 e tendo em consideração que sobre os varões longitudinais e transversais existem fenómenos de corrosão por picagem de 0, 10 e 20% ao longo destas armaduras, representam-se nas Figuras 5.21 e 5.22 a resposta global do pilar, para os diferentes modelos numéricos utilizados, através da representação de diagramas força-deslocamento horizontal para 0, 10 e 20% de corrosão por picagem.

A partir dos resultados obtidos constata-se que a resposta global é semelhante em ambos os programas para cada nível de corrosão. Contudo, verificam-se algumas diferenças nos ciclos de carga-descarga independentemente da percentagem de corrosão implícita nos varões e na rotura constata-se que esta ocorre primeiro nas simulações desenvolvidas em *ATENA 3D*.

Para 10% de corrosão nas armaduras, observa-se que a rotura dos varões longitudinais ocorre primeiro no caso do programa *ATENA*, em comparação com o observado no *SeismoStruct*. De tal modo que este último permite a realização de mais uma série de deslocamentos de maior amplitude. Esta diferença no deslocamento de rotura deve-se ao modelo numérico do aço implementado no *ATENA*, pois à semelhança do constatado no Capítulo 4, o critério de rotura dos varões neste modelo surge quando a tensão de rotura é atingida no diagrama tensão-extensão do aço; contrastando com o observado no *SeismoStruct*, no qual o modo de rotura do aço se deve à extensão na rotura.

Quando as armaduras apresentam 20% de corrosão, esta diferença não é tão acentuada. De tal forma que ambos os modelos apresentam rotura dos varões longitudinais para o mesmo ciclo de carga, mas com uma diferença de 3.5 mm de deslocamento imposto. Para 20% de corrosão nas armaduras, da observação das Figuras 5.21, 5.22 e 5.26 pode-se afirmar que a resposta do pilar apresenta um comportamento “aproximadamente elástico”, caracterizado por pequenos deslocamentos horizontais no topo e reduzida energia dissipada.

Com base na observação das Figuras 5.21 e 5.22, é possível concluir que a presença de corrosão por picagem nas armaduras do pilar provoca uma alteração no comportamento de dúctil para frágil, associado à elevada redução de extensão nos varões.

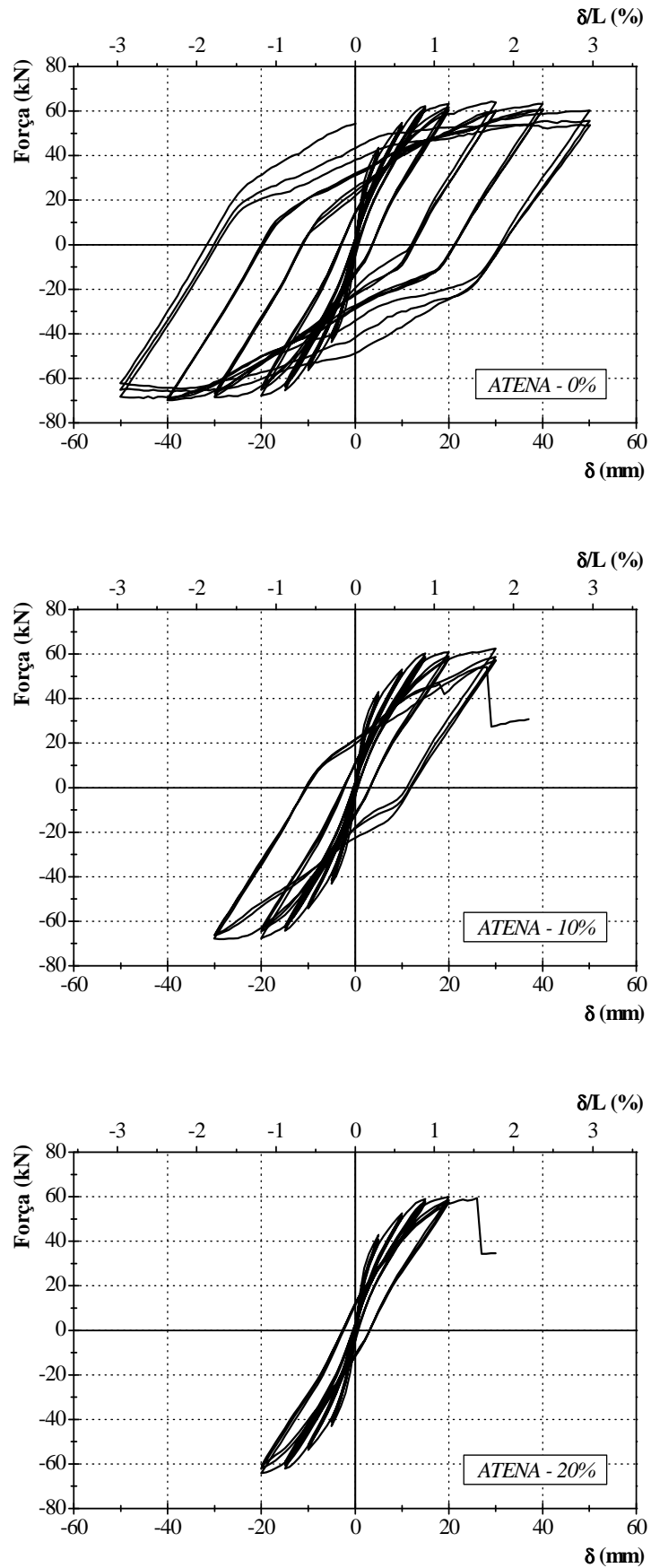


Figura 5.21: Resposta numérica do pilar com 0, 10 e 20% de corrosão de acordo com *ATENA 3D*

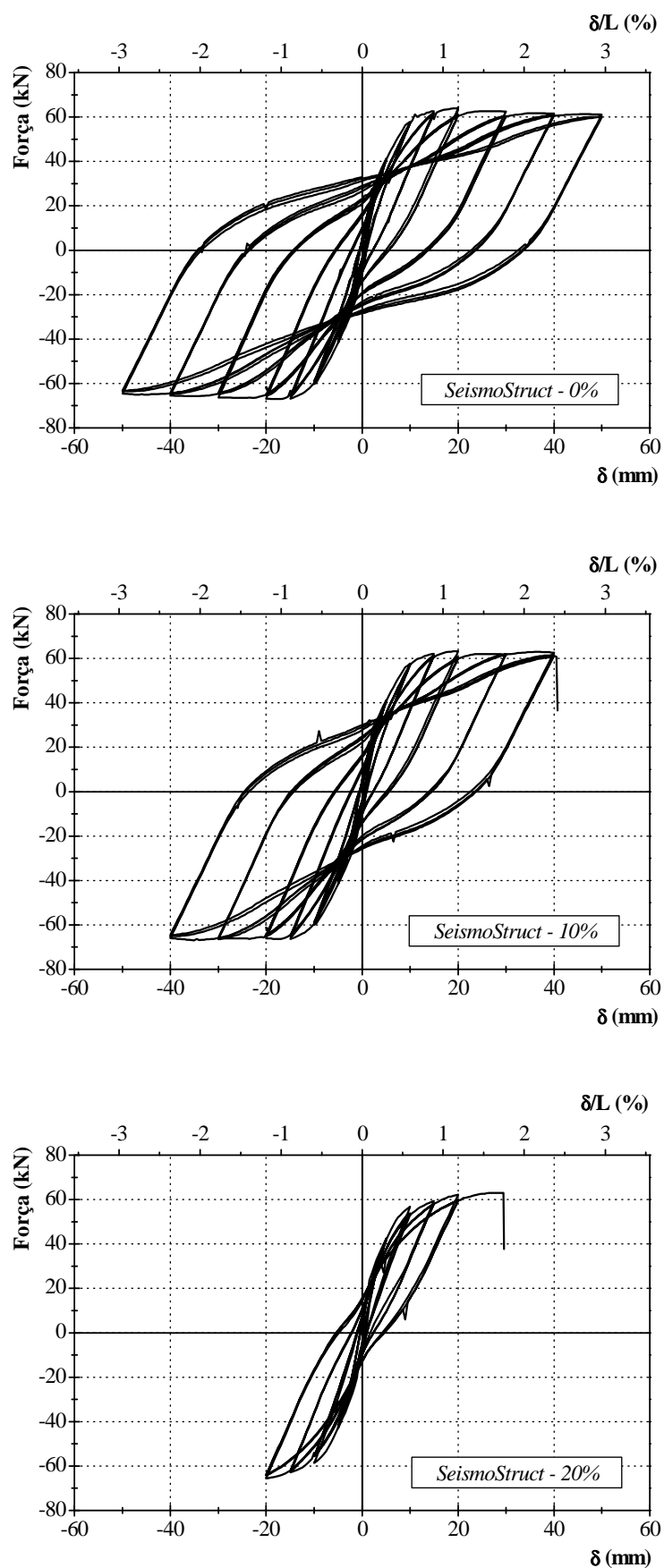


Figura 5.22: Resposta numérica do pilar com 0, 10 e 20% de corrosão de acordo com *SeismoStruct*

Salienta-se que para o mesmo grau de corrosão, a rotura do pilar deve-se sempre à rotura de um ou mais varões longitudinais, sem que no entanto se verifique a cedência das cintas, conforme se observa no apêndice A.

Apesar de a corrosão localizada não ter um efeito significativo na ligação aço-betão, o seu modo de rotura frágil é mais gravoso, quando comparado com a corrosão generalizada, pois não permite a manifestação de sinais que evidenciem dano (propagação de fendas ou produtos de reações químicas como a ferrugem) no elemento estrutural.

Na Tabela 5.7 apresentam-se os resultados globais das diferentes simulações numéricas para as diferentes percentagens de corrosão, com indicação das forças máximas positivas e negativas obtidas, bem como a força na rotura do pilar. Em todas as simulações numéricas considerou-se a rotura sempre que um dos seguintes critérios se observasse: momento em que a força num determinado ciclo atingiu 85% da força máxima ocorrida durante a análise ou rotura de um varão por tração.

No caso dos esforços e deslocamentos referentes à rotura, estes dizem respeito ao último pico de força não inferior a $0,85F_{max}$. O sinal positivo/negativo indica o “Lado” em que se deu a rotura.

Tabela 5.7: Esforços e deslocamentos horizontais máximos e na rotura no topo do pilar

Corrosão	Modelo numérico	Força máxima					Força na rotura			
		δ^+ (mm)	F_{max}^+ (kN)	Ciclo	δ^- (mm)	F_{max}^- (kN)	Ciclo	δ (mm)	F_{rot} (kN)	Ciclo
0%	ATENA	29,03	64,23	13	-30,01	-68,52	13	-	-	-
	SeismoStruct	20,00	64,38	12	-17,50	-67,05	10	-	-	-
10%	ATENA	30,02	62,37	13	-28,03	-67,86	13	28,05	54,14	16
	SeismoStruct	19,50	63,17	10	-35,00	-66,91	16	40,50	60,81	19
20%	ATENA	20,01	59,77	10	-19,99	-64,13	10	26,02	59,24	13
	SeismoStruct	28,00	62,99	13	-20,00	-65,51	10	29,50	62,90	13

Nota: O sinal positivo corresponde à flexão do modelo para o Lado A do pilar e o sinal negativo corresponde à flexão do modelo para o Lado B do pilar.

5.4. Avaliação do desempenho e dano nos pilares

No sentido de melhor avaliar o desempenho e o dano nos pilares sujeitos a diferentes percentagens de corrosão por picagem nas armaduras é necessária a adoção de parâmetros comparativos de dano e indicadores de comportamento dos pilares. Esta avaliação é feita com base nos pressupostos

enunciados na seção 2.2. Para tal, foram implementadas as classificações de Hose e Seibel [25] e o índice de dano PA [33,43].

Seguindo a definição dos cinco níveis de dano e de desempenho nos pilares, considera-se, sucintamente, que no nível I não existem danos e o pilar apresenta-se fendilhado; no nível II existem danos pouco significativos e o pilar atinge a cedência; no nível III os danos são moderados e inicia-se a formação do mecanismo local; no nível IV existem danos elevados e ocorre o completo desenvolvimento do mecanismo local; finalmente no nível V dá-se a rotura local ou o colapso e verifica-se uma degradação de resistência.

Uma vez que a resposta global do pilar com corrosão é semelhante em ambos os modelos numéricos dos programas de cálculo, na seção seguinte será apenas feita a avaliação de desempenho e dano para a simulação numérica obtida do programa *SeismoStruct*.

De acordo com a classificação de Hose e Seibel [25], considera-se que o pilar sem corrosão apresenta um comportamento com degradação de resistência, e os pilares com 10 e 20% de corrosão nas armaduras apresentam um comportamento frágil. Esta diferença de comportamento traduz-se para os mesmos níveis de dano, em limites distintos nos seguintes índices.

5.4.1. Índice de deformação residual

Na Figura 5.23 representa-se o índice de deformação residual ao longo do ensaio em pilares com 0, 10 e 20% de corrosão localizada nas suas armaduras.

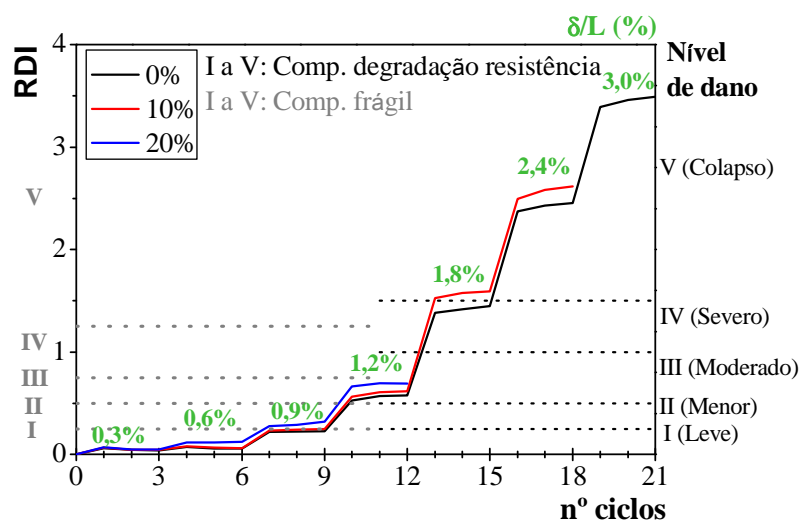


Figura 5.23: Classificação de dano e desempenho dos pilares segundo Hose e Seible em função do índice de deformação residual *RDI*

Relativamente ao parâmetro do índice de deformação residual *RDI*, constata-se que:

- Até se atingir um “drift” (ou δ/L) de 0.9%, todos os pilares estão no nível de dano I (sem dano/dano leve) à exceção do pilar com 20% de corrosão que no final das 3 séries de deslocamento já se encontra no nível II (dano menor);
- Para um “drift” de 1.2%, todos os pilares têm um nível de dano III (dano moderado);
- Para um “drift” de 1.8%, o pilar com 20% de corrosão já atingiu a rotura, o pilar com 10% de corrosão já se encontra no nível de dano V (colapso), enquanto o pilar com 0% de corrosão tem um nível de dano IV (dano severo).
- Para um “drift” de 2.4%, os pilares com 0 e 10% de corrosão apresentam um nível de dano V (colapso);
- Para o último “drift” alcançado, de 3.0%, o pilar com 10% de corrosão já atingiu a rotura e o pilar com 0% de corrosão encontra-se num nível de dano V (colapso);

Analisando o índice de deslocamento residual *RDI*, os pilares apresentam sensivelmente a mesma resposta, independentemente da percentagem de corrosão. Contudo, a partir de um “drift” de 1.8%, o pilar com 10% de corrosão começa a aumentar o *RDI*, em consequência do aumento do deslocamento residual Δ_r .

5.4.2. Rigidez efetiva normalizada

A Figura 5.24 representa a rigidez efetiva normalizada ao longo do ensaio em pilares com 0, 10 e 20% de corrosão localizada nas suas armaduras.

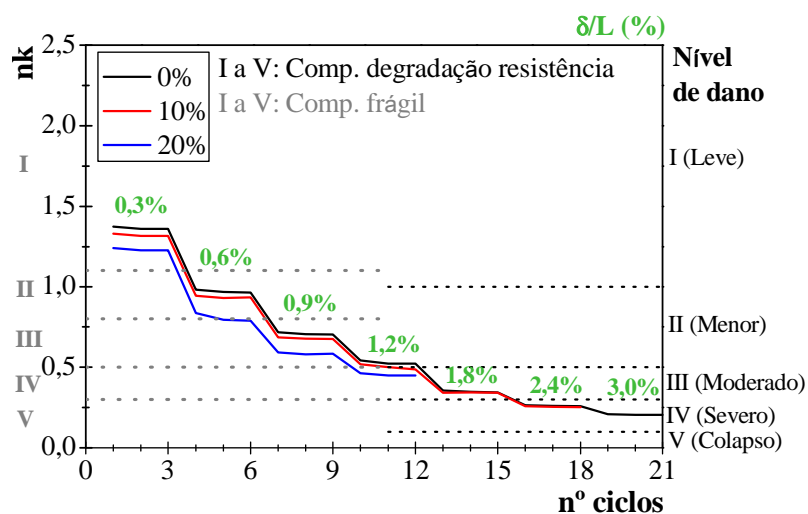


Figura 5.24: Classificação de dano e desempenho dos pilares segundo Hose e Seible em função da rigidez efetiva normalizada nk

Da análise da Figura 5.24 (rigidez efetiva normalizada n_k) constata-se que:

- Para um “drift” de 0.9%, o pilar com 0% de corrosão tem um nível de dano II (dano menor) e os pilares com 10 e 20% de corrosão têm um nível de dano III (dano moderado);
- Para um “drift” de 1.2%, o pilar com 20% de corrosão tem um nível de dano IV (dano severo), o pilar com 10% de corrosão está no limite entre o nível de dano moderado e severo, enquanto o pilar sem corrosão ainda se encontra num nível de dano II (dano menor);
- Para um “drift” de 1.8%, os pilares com 0 e 10% de corrosão têm, respetivamente, um nível de dano III (dano moderado) e dano IV (dano severo), enquanto o pilar com 20% de corrosão já atingiu a rotura;
- Para um “drift” de 2.4%, o pilar com 0% de corrosão tem um nível de dano IV (dano severo) e o pilar com 10% de corrosão apresentam já um nível de dano V (colapso), colapsando no “drift” seguinte;
- Para o último “drift” alcançado, de 3.0%, o pilar com 0% de corrosão encontra-se num nível de dano IV (dano severo).

No caso da rigidez efetiva normalizada n_k , os pilares têm aproximadamente a mesma resposta. No entanto, para percentagens de corrosão maiores, a rigidez efetiva obtida é menor em cada série de deslocamentos, em comparação com o pilar sem corrosão. Esta redução de rigidez efetiva, no caso de 20% de corrosão, está associada à redução significativa da tensão de cedência (de 452 MPa, em varões não corroídos, para 364 MPa).

5.4.3. Taxa de amortecimento viscoso equivalente

Na Figura 5.25, representa-se a taxa de amortecimento viscoso equivalente ao longo do ensaio em pilares com 0, 10 e 20% de corrosão localizada nas suas armaduras.

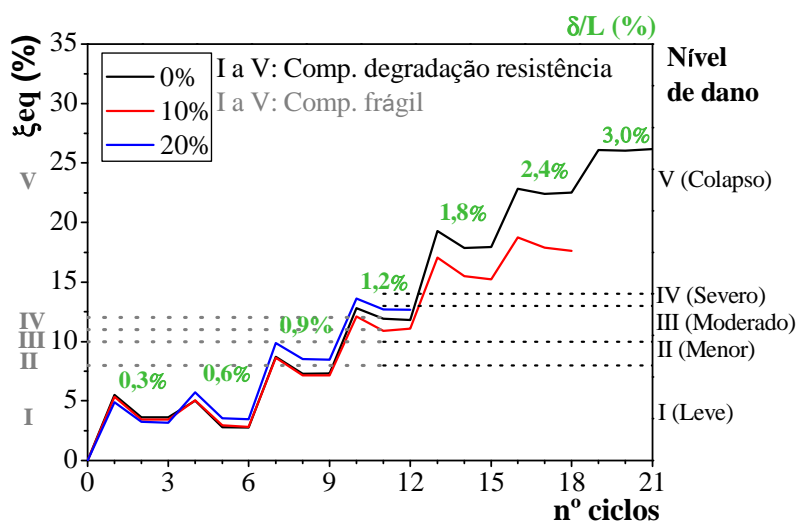


Figura 5.25: Classificação de dano e desempenho dos pilares segundo Hose e Seible em função da taxa de amortecimento viscoso equivalente ξ_{eq}

Da análise dos resultados obtidos para o parâmetro da taxa do amortecimento viscoso equivalente ξ_{eq} (Figura 5.25) observa-se que:

- Num “drift” de 0.9%, todos os pilares apresentam um nível de dano I (dano leve) à exceção do pilar com 20% de corrosão que se encontra no início do nível de dano II (dano menor);
- Para um “drift” de 1.2%, o pilar com 0% de corrosão têm um nível de dano III (dano moderado), enquanto os pilares com 10 e 20% de corrosão apresentam, respetivamente, um nível de dano IV (dano severo) e V (colapso);
- Com um “drift” de 1.8%, os pilares com 0 e 10% de corrosão apresentam ambos um nível de dano V (colapso);
- Com um “drift” de 2.4%, o pilar com 0 e 10% de corrosão mantêm o nível de dano V (colapso);
- Para o último “drift” alcançado, de 3.0%, o pilar com 0% de corrosão continua num nível de dano V (colapso), enquanto o pilar com 10% de corrosão já colapsou.

Quando feita a análise da taxa do amortecimento viscoso equivalente ξ_{eq} , verifica-se que os pilares apresentam a mesma resposta, no entanto, no caso de 20% de corrosão existe um ligeiro aumento em cada ciclo de deslocamentos, devido ao aumento da energia de deformação elástica W_s , uma vez que a parcela da energia dissipada é sensivelmente a mesma até à rotura dos varões, independentemente da percentagem de corrosão que lhe está associada, conforme ilustra a Figura 5.26.

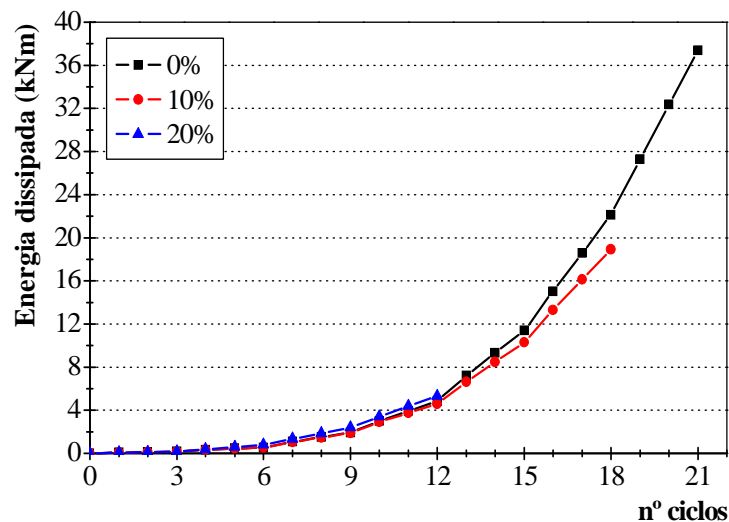


Figura 5.26: Energia dissipada acumulada para 0, 10 e 20% de corrosão nos varões longitudinais do pilar de acordo com o *SeismoStruct*

Conforme se observa na figura anterior, a energia dissipada pelo pilar é inversamente proporcional à percentagem de corrosão nas armaduras. Este comportamento seria de esperar, uma vez que o diagrama tensão-extensão do aço quando sujeito a fenómenos de corrosão localizada apresenta

redução da tensão e extensão na rotura, influenciando significativamente a tensão de cedência e o patamar de cedência. Contudo, para 20% de corrosão verifica-se um aumento da energia dissipada em comparação com o estado inicial (sem corrosão ou 0%), associado a uma tensão de cedência menor, que provoca a mobilização mais precoce do regime plástico e consequentemente permite maior dissipação de energia.

5.4.4. Índice de dano PA

O índice de dano PA apresentado na seção 2.2.5 foi aplicado no pilar de betão armado simulado com diferentes níveis de corrosão e sujeito a uma história de cargas cíclicas (Figura 5.17).

Para estimar o parâmetro de deterioração da resistência, β , foi aplicada a expressão (2.41), e para o deslocamento último para um carregamento monotónico, δ_u , realizou-se uma análise numérica monotónica, tendo-se obtido os resultados enunciados na Tabela 5.8. O parâmetro β não varia em função da percentagem de corrosão nas armaduras, tomando o valor de 0.075, de acordo com a expressão. O mesmo não se verifica para o δ_u , que conforme seria de esperar é tanto menor quanto maior a percentagem de corrosão.

Tabela 5.8: Parâmetros estimados para o índice de dano PA nos pilares

	Corrosão		
	0%	10%	20%
δ_u (mm)	79,00	49,00	27,50

Na Figura 5.27, representa-se o índice de dano PA ao longo do ensaio em pilares com 0, 10 e 20% de corrosão localizada nas suas armaduras.

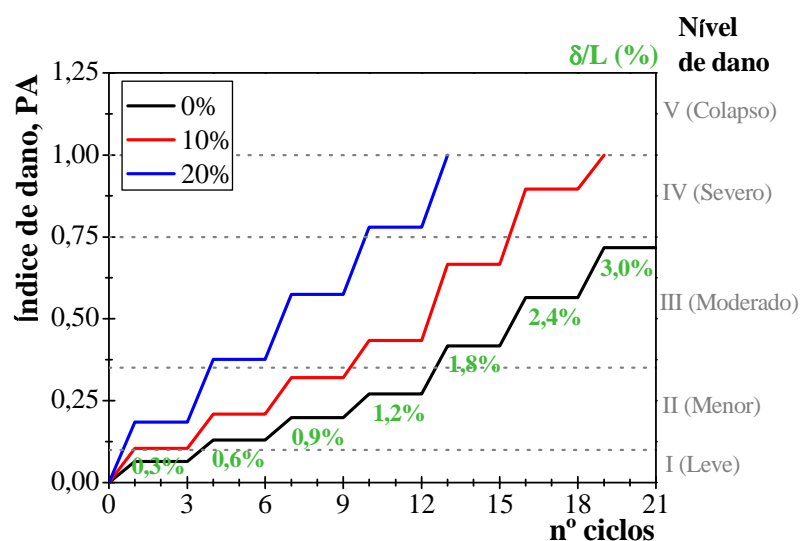


Figura 5.27: Classificação do nível de dano nos pilares baseado no índice PA

Na classificação baseada no índice de dano PA, de acordo com a Figura 5.27, observa-se que:

- Para um “drift” de 0.3%, os pilares com 10 e 20% de corrosão já estão no nível de dano II (dano menor), enquanto o pilar sem corrosão não apresenta dano ou tem dano leve, correspondente ao nível I;
- No “drift” de 0.6%, os pilares com 0 e 10% de corrosão encontram-se no nível de dano II (dano menor), enquanto o pilar com 20% de corrosão está no nível de dano III (dano moderado);
- Para o “drift” de 0.9%, os pilares mantêm o nível de dano registado no “drift” anterior;
- No “drift” de 1.2%, o pilar sem corrosão mantém-se no nível de dano II (dano menor), o pilar com 10% de corrosão passa a ter um nível de dano III (dano moderado) e o de 20% de corrosão atinge o nível de dano IV (dano severo);
- No “drift” de 1.8%, ocorre a rotura dos varões longitudinais do pilar com 20% de corrosão, atingindo o pilar o colapso. No caso do pilar com 10% de corrosão mantém-se o nível de dano III (dano moderado), passando o pilar com 0% de corrosão para o mesmo nível;
- Para o “drift” de 2.4%, o pilar com 0% de corrosão mantém o nível de dano moderado, passando o pilar com 10% de corrosão para o nível de dano IV (dano severo);
- No último “drift”, de 3.0%, o pilar sem corrosão mantém o nível de dano III (dano moderado), enquanto o pilar com 10% de corrosão já atingiu a rotura.

Da análise anterior, observa-se que o pilar com 20% de corrosão tem para o mesmo “drift”, um nível de dano superior, comparativamente com os pilares de 0 e 10% de corrosão. O mesmo acontece quando se compara o pilar com 10% de corrosão com o pilar com 0% de corrosão, para os ciclos finais, nomeadamente a partir de 1.2% de “drift”.

Comparando as classificações de Hose e Seibel e a de Park e Ang, para o “drift” de 1.2% (drift para o qual ainda não ocorreu rotura de varões em nenhum dos pilares), constata-se que o parâmetro *RDI* é aquele que tem uma classificação de dano menos conservativa, classificando todos os pilares com um nível de dano III (dano moderado). No caso do pilar com 0% de corrosão, em ambas as classificações, o nível de dano não ultrapassa o nível de dano III (dano moderado). Para os pilares com 10 e 20% de corrosão, não existe uniformização da sua classificação, variando o nível de dano entre III e V (dano moderado a colapso). Esta discrepância de classificação tem por base os diferentes critérios e considerações adotadas em cada classificação, levando inevitavelmente a diferentes interpretações de desempenho.

5.5. Considerações finais

A simulação numérica do pilar realizada para um ciclo de carga, tanto para o *ATENA 3D* como para o *SeismoStruct*, mostram uma aproximação da resposta global numérica ao modelo experimental.

No caso do *SeismoStruct*, a estratégia de modelação com base na plasticidade distribuída baseada em deslocamentos, é a que apresenta resultados com melhores aproximações aos resultados experimentais, nomeadamente na previsão do início da fendilhação, força nos deslocamentos máximos positivos e negativos e efeito de aperto.

Em relação à resposta cíclica, a simulação numérica tem aproximadamente a mesma resposta em ambos os programas, sendo as principais diferenças observadas para 10% de corrosão, onde a rotura do pilar é distinta em deslocamento e ciclo de carga. Por outro lado, para 20% de corrosão, a previsão da rotura é bastante próxima, coincidindo no ciclo e deslocamento de rotura.

Quanto à avaliação do desempenho e dano dos pilares, como expectável, para 20% de corrosão nas armaduras, o pilar adquire um comportamento frágil e o dano/rotura do mesmo dá-se para um “drift” de 1.8%. Segundo os critérios de desempenho e dano, com 20% de corrosão, os níveis de dano superiores são atingidos mais rapidamente, em comparação com os pilares de 0 e 10% de corrosão. Para 10% de corrosão, apesar do comportamento frágil, o pilar consegue resistir a mais ciclos de carga, sendo o desempenho mais aproximado ao do pilar sem corrosão.

Capítulo 6

Efeitos da corrosão em pórticos de betão armado

Este capítulo tem por objetivo estudar o comportamento de estruturas de betão armado cujas armaduras se encontram corroídas localmente, através de simulações numéricas que melhor possam prever a resposta sísmica experimental. Para o efeito, são analisados três casos de estudo distintos. No primeiro caso de estudo é realizado um estudo paramétrico no qual se abordam duas estratégias de modelação distintas, bem como situações de presença de corrosão por picagem de 10 e 20% considerando diferentes classes de aços (classe NR e SD). No segundo e terceiro casos é feita a comparação entre os resultados experimentais e numéricos, avaliando-se numa segunda fase a resposta global das estruturas para 0, 10 e 20% de corrosão por picagem numa zona delimitada das armaduras.

Em cada caso de estudo é feita a caracterização da estrutura e dos materiais que a constituem, bem como o comportamento global dos elementos. Seguidamente, apresenta-se a modelação estrutural dos pórticos e a análise sísmica na estrutura para as propriedades iniciais do aço, ou seja, sem qualquer corrosão nas armaduras. Após esta análise sem corrosão, é então introduzida a condicionante de 10 e 20% de corrosão por picagem nas armaduras da estrutura. Por fim, é avaliada a segurança e dano estrutural provocados pela introdução desta condicionante.

Nos países em que se verifica maior atividade sísmica têm sido realizados nos últimos anos vários ensaios experimentais referentes a estruturas de betão armado sob ações sísmicas, procurando-se estudar o comportamento não linear dos materiais. A maioria destes ensaios têm sido realizados na Europa, nomeadamente na região mediterrânica, e nos países próximos do conhecido “Anel de Fogo”, Costa Oeste dos Estados Unidos, Japão, Nova Zelândia, Austrália, entre outros. A generalidade destes estudos pretende analisar o comportamento de pórticos de betão armado com e sem paredes de alvenaria, sendo que na última década se têm focado em estruturas de betão armado reforçadas com sistemas de materiais compósitos.

6.1. Caso de estudo: Estrutura plana de betão armado, JPÉE (2014)

No âmbito das Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas (JPÉE, 2014), foi proposto um concurso de modelação numérica para prever o comportamento sísmico de um pórtico de betão armado [13]. O concurso designado por “Prémio Ricardo Teixeira Duarte”, ao qual o autor da presente dissertação concorreu, destinava-se a prever o comportamento sísmico não linear de uma estrutura plana em pórtico de betão armado, com dois pisos, dimensionada com pouca ductilidade e representativa de estruturas construídas antes da regulamentação sísmica atualmente em vigor.

6.1.1. Caraterização da estrutura

O modelo físico é constituído por uma estrutura plana de betão armado de dois vãos e dois pisos, sendo os pilares na base, ligados a uma viga de fundação que se encontra fixada à plataforma sísmica conforme ilustra a Figura 6.1. Cada vão dista 2,67 m entre os eixos dos pilares e a altura destes entre o eixo de cada viga dista 2,0 m. Os pilares laterais e central têm seções distintas, tendo de seção $0.20 \times 0.20 \text{ m}^2$ e $0.20 \times 0.27 \text{ m}^2$, respetivamente. As vigas apresentam todas a mesma seção de $0.2 \times 0.33 \text{ m}^2$.

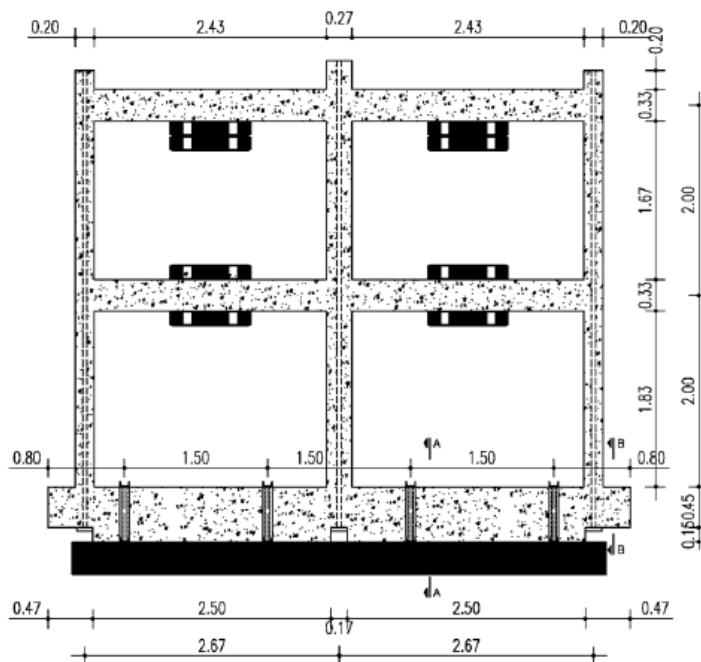


Figura 6.1: Geometria do modelo e localização das massas (dimensões em m) [13]

Quanto à pormenorização das armaduras, os pilares apresentam a mesma armadura longitudinal e transversal em altura. Os pilares laterais são constituídos por seis varões longitudinais de 8 mm de diâmetro e espaçamento entre cintas retangulares de 15 cm, com diâmetros de 6 mm. No caso do

pilar central, este tem uma seção mais robusta, sendo constituído por oito varões longitudinais de 8 mm de diâmetro e espaçamento entre cintas retangulares de 15 cm, com diâmetro de 6 mm.

As vigas apresentam todas a mesma armadura longitudinal e transversal em altura, sendo constituídas por oito varões longitudinais de 8 mm de diâmetro e espaçamento entre estribos retangulares de 15 cm, com diâmetro de 6 mm. A geometria e disposição das armaduras encontram-se representadas na Figura 6.2. O recobrimento adotado para todos os elementos estruturais foi de 10 mm.

Em cada um dos pilares foi deixada uma bainha centrada com o eixo do pilar, através do qual foi aplicado pré-esforço não aderente que visa garantir esforços normais de compressão nos pilares e desta forma impedir que surjam esforços de tração aquando da aplicação da excitação (Figura 6.1). Os valores médios da componente estática de esforço axial aplicados ao longo dos ensaios foram de 17,0 kN no pilar da esquerda, de 29,1 kN no pilar central e de 18,5 kN no pilar da direita.

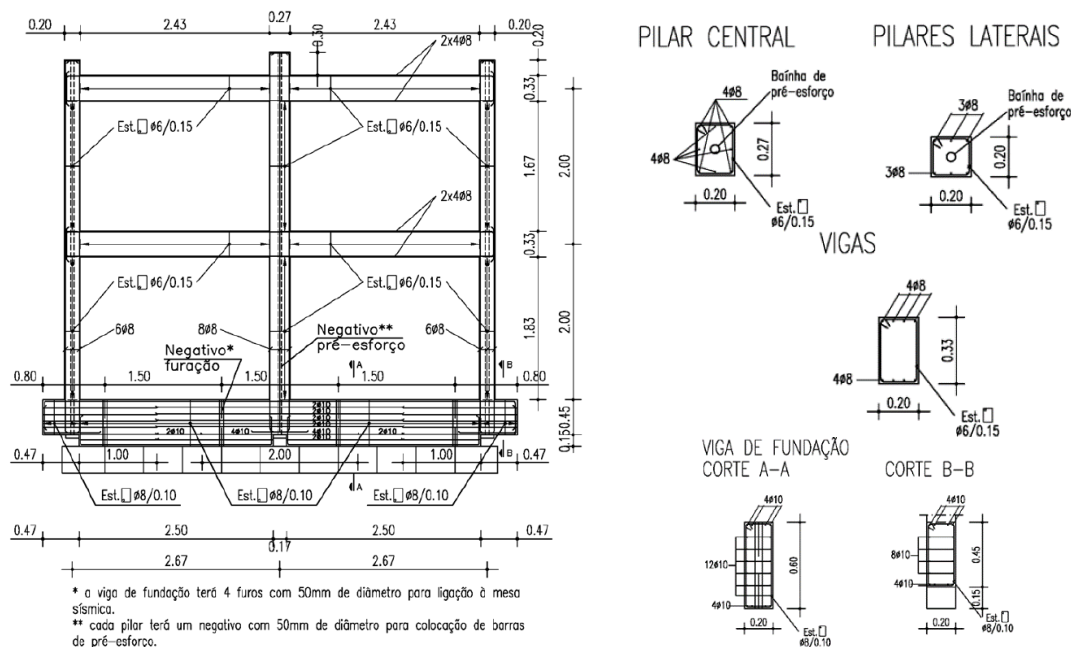


Figura 6.2: Pormenores geométricos e das armaduras do pórtico [13]

Com o objetivo de aumentar as cargas verticais na estrutura, foram utilizadas massas metálicas adicionais de 1130 kg a meio vão de cada viga superior e massas de 1180 kg a meio vão de cada viga inferior.

Os ensaios sísmicos do modelo físico foram realizados na plataforma sísmica triaxial do LNEC, tendo a estrutura sido posicionada na direção longitudinal de Norte para Sul.

O pórtico de betão armado foi envolvido por uma estrutura metálica auxiliar, responsável pelo movimento na direção longitudinal e travamento na direção transversal. Esta estrutura auxiliar apoia

o pórtico na direção transversal em dois pontos da viga superior, espaçados de 1,5 m, conforme ilustra a Figura 6.3.

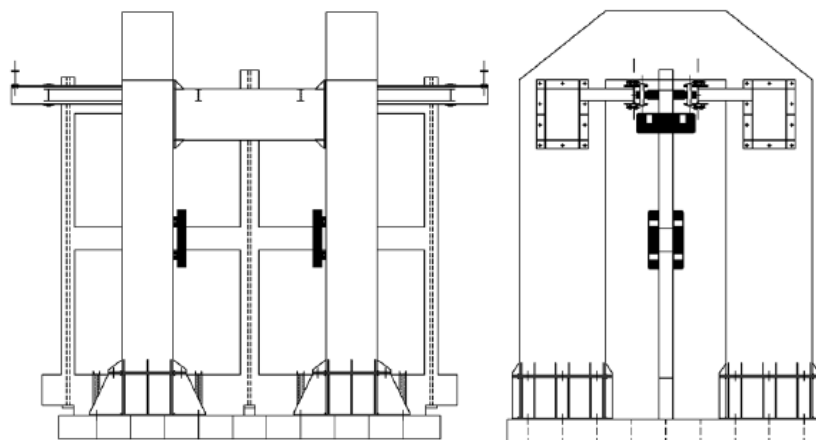


Figura 6.3: Estrutura auxiliar de guiamento: alçado geral (esq.) e corte transversal (dir.) [13]

6.1.2. Propriedades dos materiais

Para a construção do pórtico de betão armado, foi utilizado um betão com valor médio de tensão de rotura à compressão aos 28 dias, f_{cm} , para provetes cilíndricos de 10.43 MPa (Betão C10/12). Na modelação, o valor da tensão de rotura à compressão aos 28 dias foi acrescido em 16%, devido à diferença temporal entre o dia do fabrico do betão e o dia do ensaio experimental (451 dias) conforme descrito no EC2 [18]. A Tabela 6.1 resume os parâmetros caracterizadores do betão.

Tabela 6.1: Caraterísticas do betão

Resistência à compressão f_c (MPa)	Resistência à tração f_t (MPa)	Módulo de elasticidade E_c (GPa)	Extensão para a resistência de pico ε_c (%)
12.10	0.99	19.62	0.20

Para as armaduras, foram utilizados aços de classe A500NR e A500ER para as armaduras longitudinais e transversais, constituídas respetivamente, por varões de Ø8 e Ø6. Os diagramas tensão-extensão que caracterizam o comportamento dos varões de aço utilizados encontram-se representados na Figura 6.4. Na Tabela 6.2, resume-se as caraterísticas do aço em valores médios.

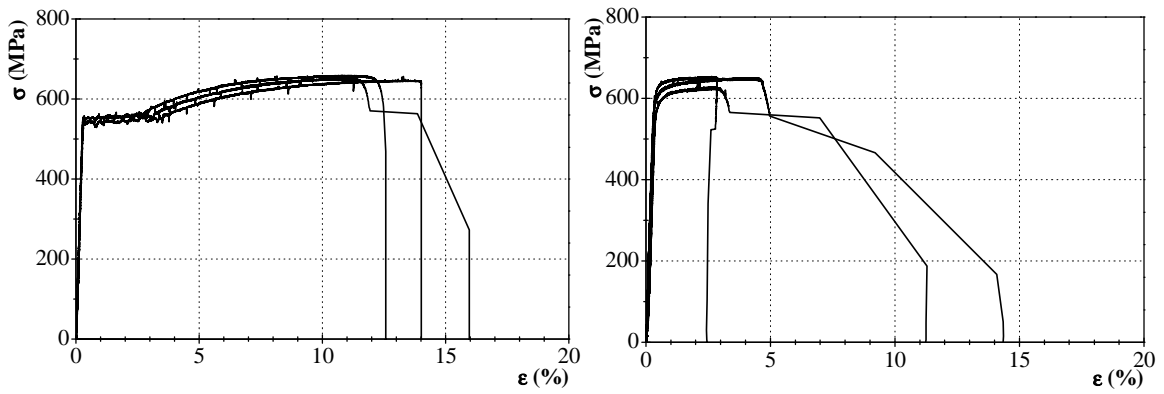


Figura 6.4: Diagrama tensão-extensão para os aços de Ø8 (esquerda) e Ø6 (direita)

Tabela 6.2: Caraterísticas do aço obtidas dos ensaios de tração

Armaduras	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (GPa)	ϵ_y (%)	ϵ_u (%)
Ø6	ER	615.0	637.6	211.43	0.28	3.6
Ø8	NR	549.3	657.4	191.95	0.29	11.2

Seguindo a metodologia adotada nos capítulos anteriores, para os diagramas tensão-extensão do aço representados na Figura 6.4, foi aplicado o modelo analítico de simulação de corrosão por picagem de 10 e 20%. Admitiu-se para os aços laminados a quente, as classes NR e SD, com o objetivo de avaliar o seu desempenho numa estrutura de betão armado sujeita a corrosão por picagem nas armaduras. Para tal obtiveram-se os seguintes diagramas:

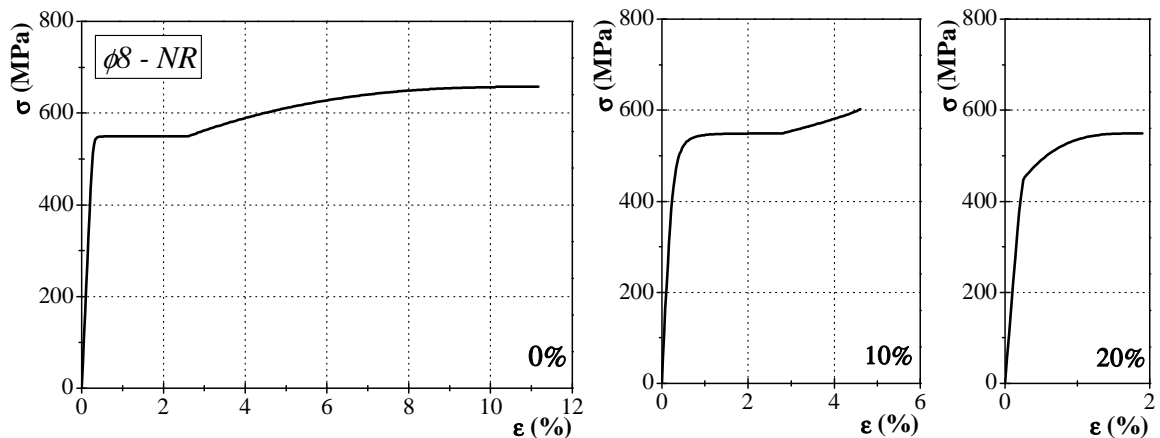


Figura 6.5: Diagramas tensão-extensão para os varões de Ø8 com e sem simulação da corrosão por picagem para a classe NR

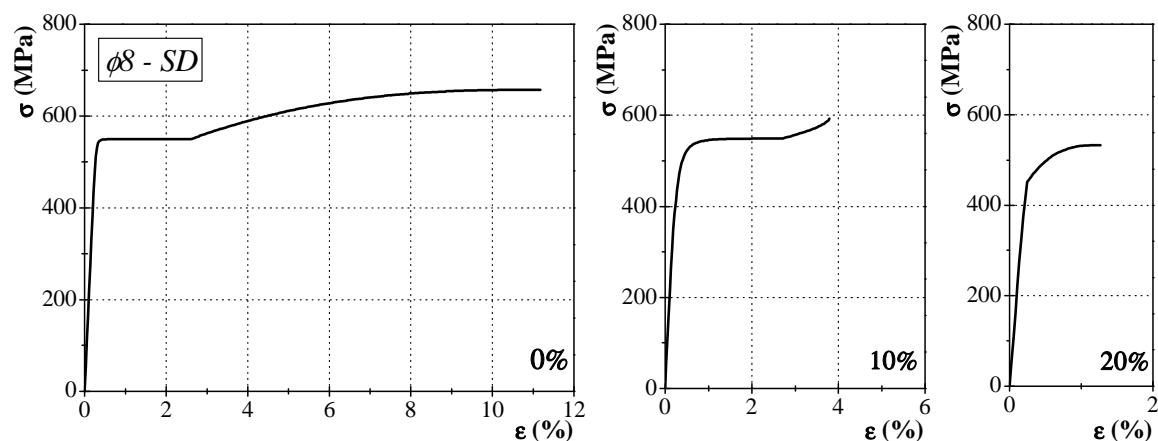


Figura 6.6: Diagramas tensão-extensão para os varões de Ø8 com e sem simulação da corrosão por picagem para a classe SD

Conforme se observa nas Figuras 6.5 e 6.6, a escolha entre aços de classe NR e SD altera significativamente o comportamento do aço quando sujeito a corrosão por picagem. Verifica-se que a extensão e tensão na rotura são inferiores para a simulação da corrosão dos aços de classe SD, sendo espectável que no decorrer da análise sísmica do pórtico, o colapso estrutural ou rotura dos varões longitudinais ocorra primeiro quando comparado com a utilização de aços de classe NR.

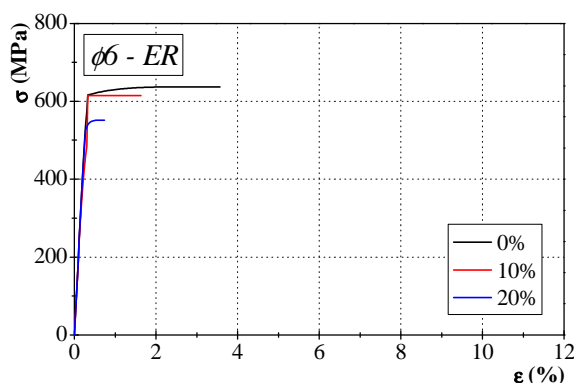


Figura 6.7: Diagrama tensão-extensão para os varões de Ø6 com corrosão por picagem para a classe ER

À semelhança do realizado nos Capítulos 4 e 5, para a representação do comportamento não linear dos materiais, recorreu-se ao modelo de comportamento de Mander et al. no caso do betão e para o aço à lei de comportamento proposta por Dodd-Restrepo.

Além do amortecimento conferido pela resposta não linear dos materiais, durante a resposta dinâmica da estrutura, fenómenos como a fricção entre elementos estruturais e não estruturais e entre a abertura/fecho de fendas no betão, introduzem um pequeno aumento de amortecimento na estrutura, razão pela qual foi adotado um amortecimento viscoso equivalente na estrutura de 2.5%, recorrendo ao tipo de amortecimento proporcional à rigidez tangente [41].

6.1.3. Resposta sísmica

Para a análise dinâmica da estrutura a série de acelerações escolhida para a excitação de base corresponde a uma aceleração de pico nominal de 1,00g, representada na Figura 6.8 [13].

A partir desta aceleração de pico foram aplicados na estrutura ensaiada na mesa sísmica do LNEC, cinco ensaios sísmicos sucessivos, para cinco patamares de intensidade crescente de ação, correspondentes aos valores nominais da aceleração de pico de 0,10g, 0,20g, 0,32g, 0,52g e 0,72g obtidos a partir do escalonamento da excitação de base correspondente a 1,00g.

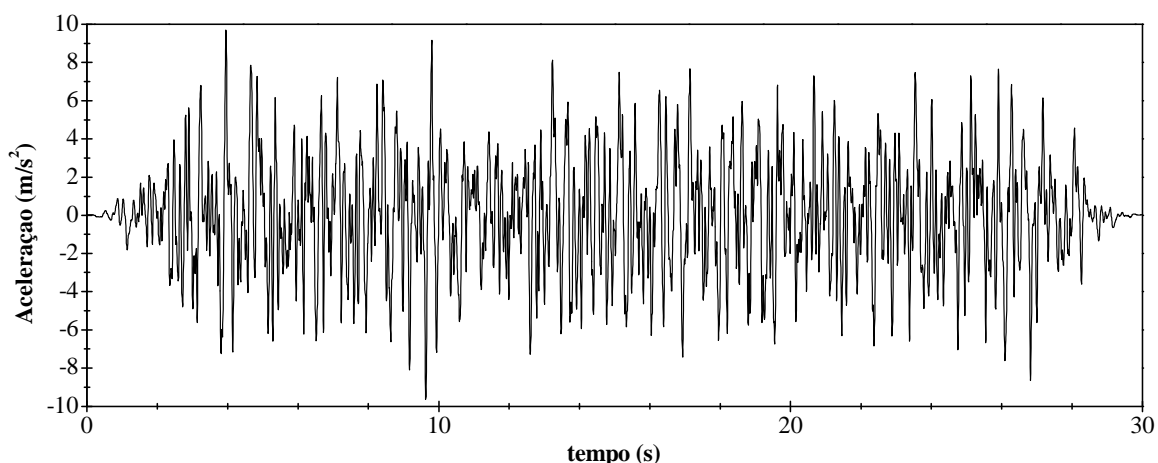


Figura 6.8: Excitação sísmica correspondente a uma aceleração de pico de 1,00g [13]

Para a simulação da corrosão devido à picagem dos varões para 0, 10 e 20%, apenas se considerou que esta ocorria nos pilares do primeiro piso, nomeadamente na zona de formação de rótula plástica entre o pilar e a fundação. Esta escolha deve-se às grandes solicitações a que estes pilares estão sujeitos durante um sismo e à possível formação de mecanismos locais nas zonas de ligações pilar-viga ou pilar-fundação. Assim o comprimento das armaduras afetadas pela corrosão local vai desde o topo da fundação até 0,30 m de altura nos pilares do primeiro piso.

De entre os resultados obtidos no estudo sísmico do pórtico de betão armado interessam, de forma particular, a evolução do deslocamento no topo do pórtico ao longo do tempo, bem como os respetivos diagramas tensão-extensão nas armaduras localizadas na base dos pilares do primeiro piso.

6.1.4. Estudo paramétrico para avaliação da influência da corrosão por picagem

A presente seção pretende avaliar em que medida a escolha do tipo de modelação e da classe de aço influenciam a resposta global e local de uma estrutura de betão armado na presença de corrosão por

picagem. Para o efeito, são realizadas dois estudos paramétricos distintos: o primeiro diz respeito à escolha do tipo de modelação de plasticidade distribuída com a análise baseada em deslocamentos (DB) ou forças (FB); o segundo refere-se à influência da classe de aço das armaduras longitudinais no comportamento global, entre classe NR e SD, quando existem fenómenos de corrosão por picagem associados de 0, 10 e 20%.

Ao contrário do realizado no Capítulo 5, recorrer-se-á apenas à utilização do programa de análise não linear *SeismoStruct*, devido ao menor tempo computacional que exige cada análise e à boa fiabilidade de resultados obtidos anteriormente.

i) Função do tipo de modelação

No programa utilizado, *SeismoStruct*, a modelação pode ser realizada recorrendo a elementos com plasticidade concentrada e distribuída. Nas análises sísmicas realizadas apenas se utilizaram elementos com plasticidade distribuída, pois conforme se observou no Capítulo 5, os elementos com plasticidade concentrada apresentam respostas numéricas mais distantes das obtidas experimentalmente, devido à limitação do seu comportamento não linear.

Assim sendo, foram utilizados na modelação do pórtico de betão armado enunciado, elementos de plasticidade distribuída baseados em deslocamentos (DB) e forças (FB), para prever a resposta sísmica. A modelação recorrendo a elementos DB foi realizada através de 62 elementos, enquanto os elementos FB foram modelados com 36 elementos, divididos em 4 seções de integração. Para ambos os elementos cada seção foi discretizada em 250 fibras. Foram implementadas as estratégias e parâmetros utilizados no Capítulo 4 e 5, sendo que o modelo obtido para o pórtico de betão armado se encontra representado na Figura 6.9. A formulação DB, devido ao maior número de nós que requer, implicou um maior esforço computacional que a formulação do tipo FB. A discretização utilizada em cada série temporal da ação sísmica foi de 40.96s com um passo de tempo de 0.005s.

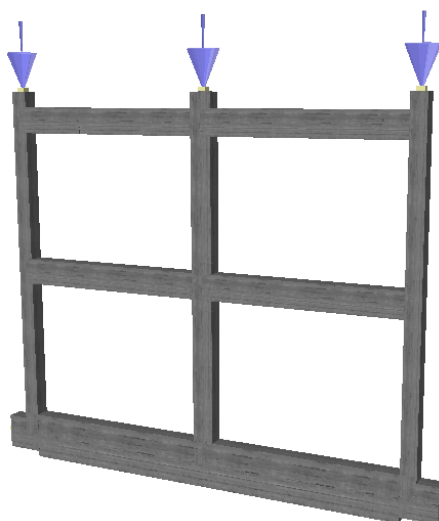


Figura 6.9: Modelo numérico do pórtico de betão armado JPEE 2014

Com o intuito de analisar os resultados obtidos, selecionou-se o pilar central por ser aquele que apresenta uma seção mais robusta e ser mais solicitado a nível de esforços internos. A Figura 6.10 mostra a resposta local em termos de deslocamento no topo do pórtico de betão armado, para as cinco séries sísmicas aplicadas na estrutura, consoante o modelo de plasticidade distribuída em análise.

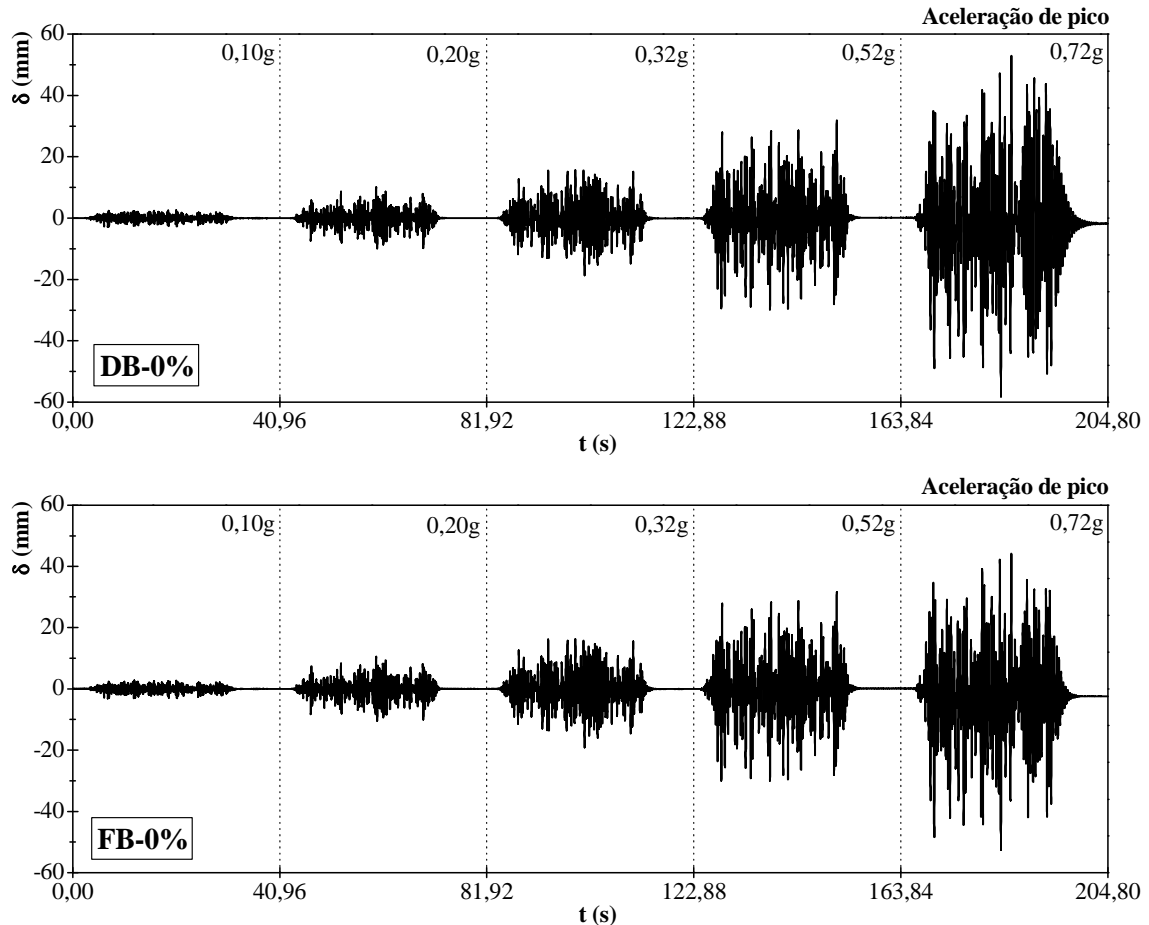


Figura 6.10: Resposta do pilar central para as cinco séries do sismo impostas no topo do pórtico utilizando a formulação baseada em deslocamentos (DB) e forças (FB)

Dos resultados obtidos, constata-se que as diferenças entre as duas formulações, ao nível do deslocamento no topo do pórtico de betão armado, têm maior significado na última série sísmica imposta, correspondente a 0.72g.

As diferenças de deslocamento observadas devem-se ao modo como o equilíbrio de esforços é calculado quando os materiais atingem o regime plástico. No caso da formulação FB, a plasticidade dos materiais é atingida mais rapidamente que na formulação DB. Esta observação é constatada através do diagrama energia dissipada-tempo no topo do pórtico (2º piso) para o pilar central, representado na Figura 6.11, no qual a partir do instante $t = 122.88s$ (série 0.52g) a energia dissipada para os elementos FB tem um aumento acentuado em comparação com a formulação DB, indicando que os varões de aço atingiram a cedência, e encontram-se mobilizados em regime

plástico. Por outro lado, na simulação numérica recorrendo a formulação DB, as armaduras apenas atingem a cedência no instante $t = 163.84s$.

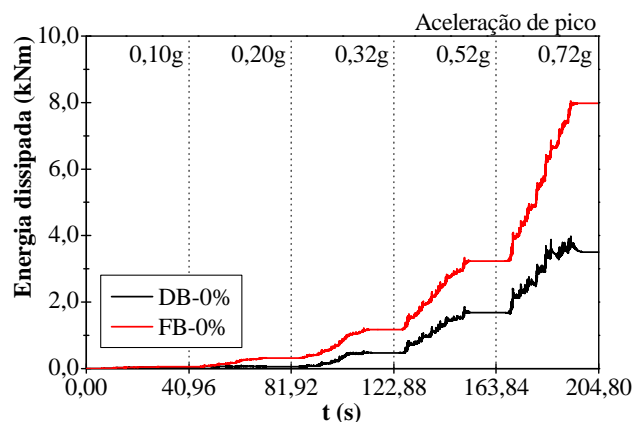


Figura 6.11: Energia dissipada acumulada no topo do pórtico para o pilar central

Por forma a melhor se perceber as diferenças no deslocamento horizontal no topo do pórtico para as diferentes abordagens de modelação (no regime plástico) são indicados nas Figuras 6.12 a 6.17 os diagramas referentes ao deslocamento no topo, extensão e tensão nas armaduras apenas para as séries sísmicas de 0.52 e 0.72g,

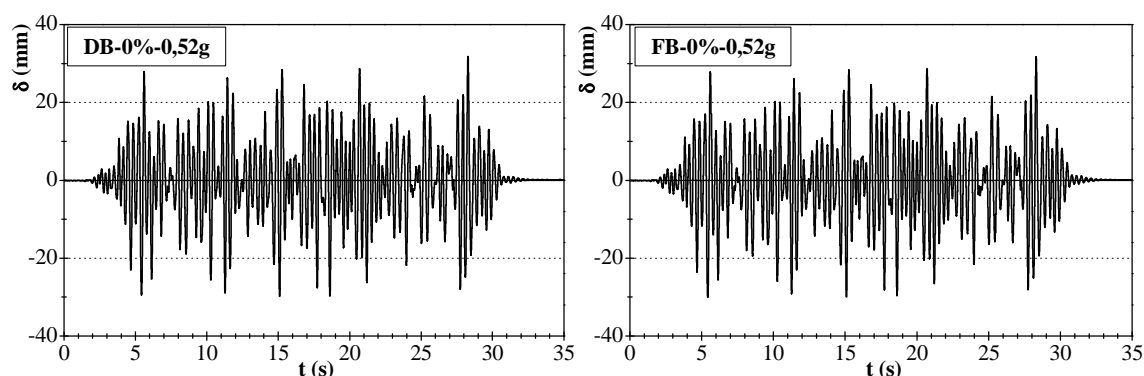


Figura 6.12: Deslocamento no topo para a aceleração de pico de 0.52g: Formulação DB vs FB

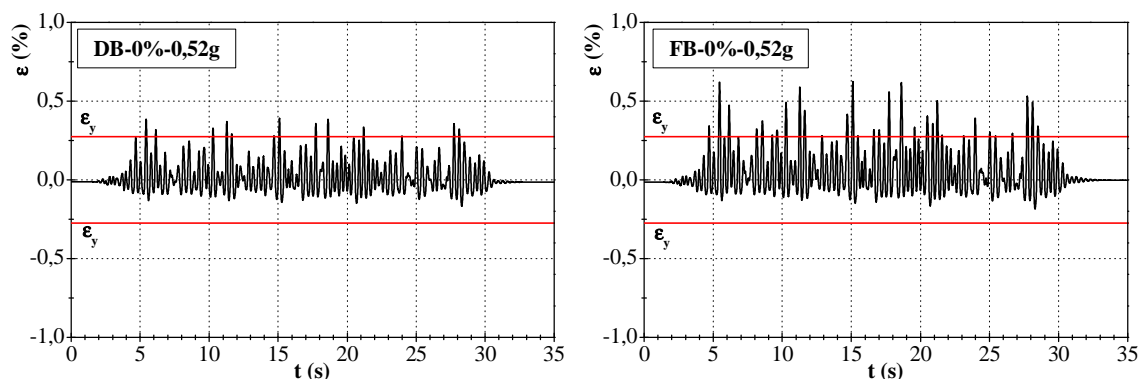


Figura 6.13: Extensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.52g: Formulação DB vs FB

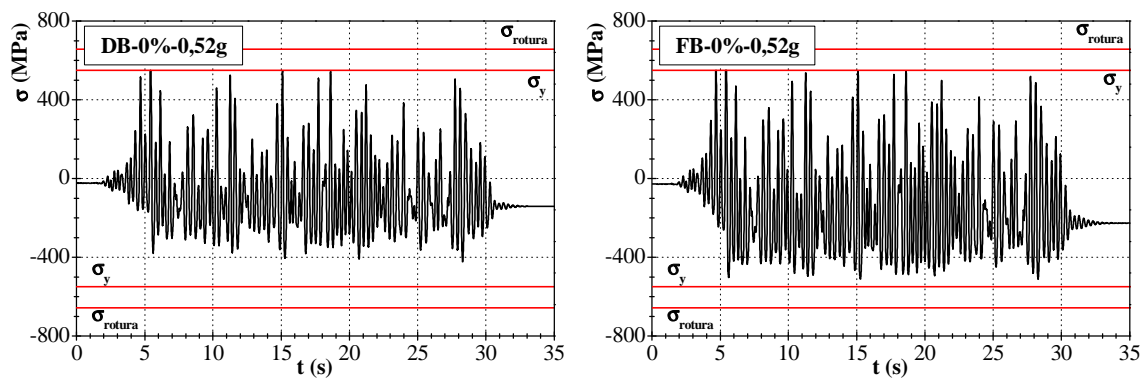


Figura 6.14: Tensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.52g: Formulação DB vs FB

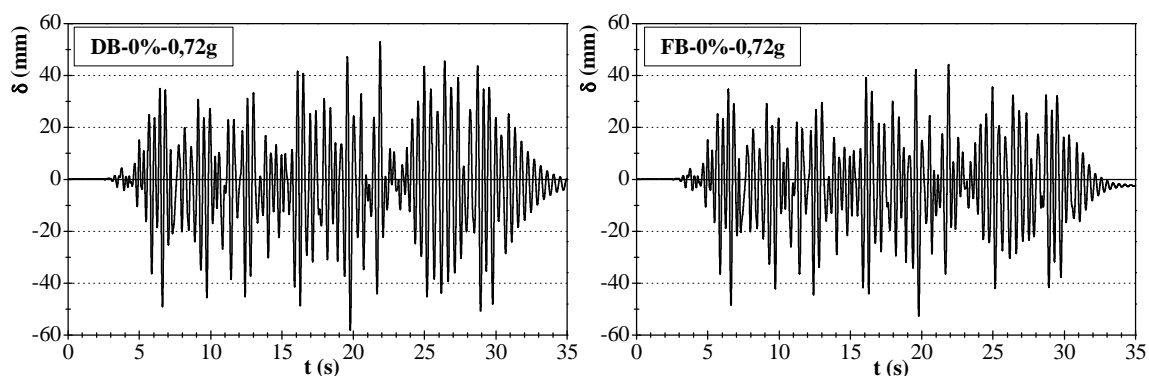


Figura 6.15: Deslocamento no topo para a aceleração de pico de 0.72g: Formulação DB vs FB

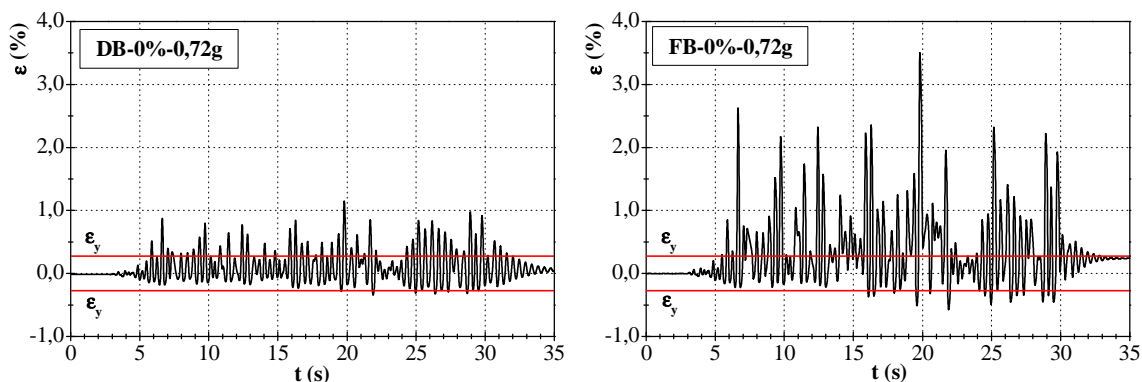


Figura 6.16: Extensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.72g: Formulação DB vs FB

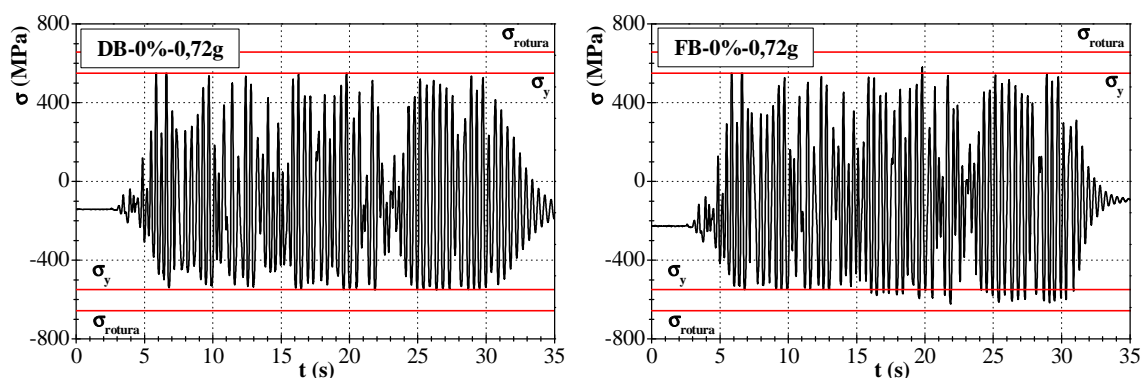


Figura 6.17: Tensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.72g: Formulação DB vs FB

Das figuras anteriores, observa-se que a formulação DB origina maiores deslocamentos horizontais no topo do pórtico quando comparados com os resultados obtidos recorrendo à formulação FB. Por outro lado, a formulação DB tem menores tensões e extensões nas armaduras, comparativamente com as obtidas para a formulação FB, sendo possível observar no diagrama tensão-tempo da Figura 6.17 que os varões de aço se encontram no ramo de endurecimento para a formulação FB e no patamar de cedência para a formulação DB. Esta observação torna-se mais evidente na Figura 6.18, onde a cedência prematura que se observa na formulação FB leva a que os varões de aço tenham no final das cinco séries sísmicas, diferenças no comportamento em regime não linear consoante a metodologia de modelação adotada. Na formulação FB é visível uma diferença nas extensões das armaduras, no final das cinco séries sísmicas, superiores a 2% comparativamente com a formulação DB.

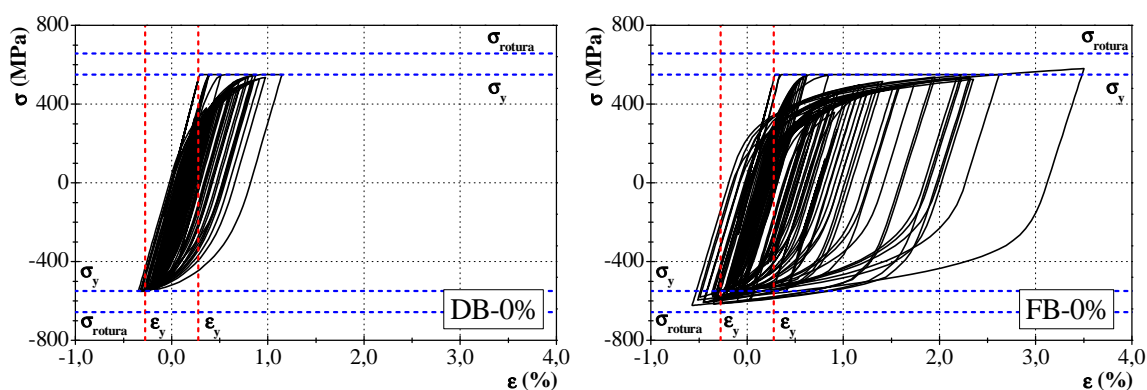


Figura 6.18: Diagrama tensão-extensão no aço, na base do pilar central para a formulação DB (esquerda) e FB (direita)

Por forma a avaliar o impacto deste aumento de extensão entre as duas formulações, foram aplicados os diagramas tensão-extensão do aço para 10 e 20% de corrosão por picagem, representados na Figura 6.6, para a classe NR. Nas Figuras 6.19 a 6.24 representa-se o deslocamento no topo do pilar central, para as formulações DB e FB com corrosão, referentes às séries sísmicas 0.52 e 0.72g. Conforme referido anteriormente, devido à cedência das armaduras se dar mais cedo na formulação FB, é espectável que para 10 e 20% de corrosão possa ocorrer a rotura dos varões longitudinais de aço e consequente colapso do pórtico.

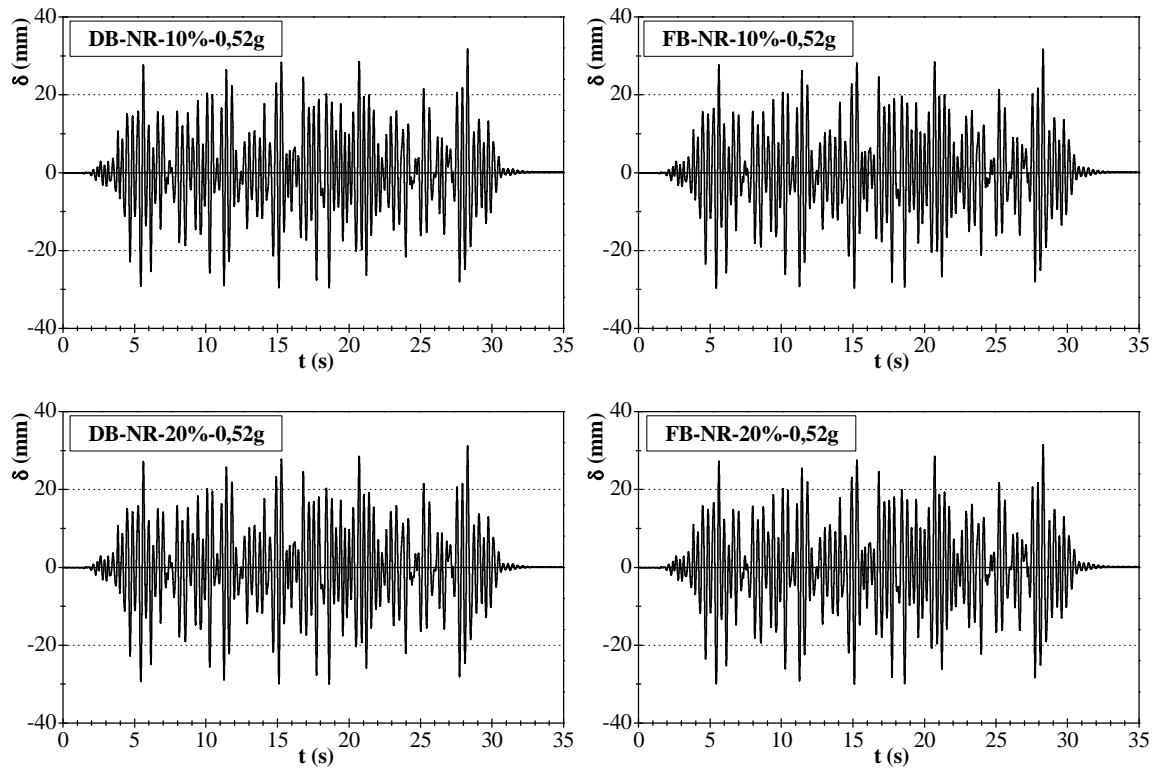


Figura 6.19: Deslocamento no topo para a aceleração de pico de 0.52g com 10 e 20% de corrosão: Formulação DB vs FB

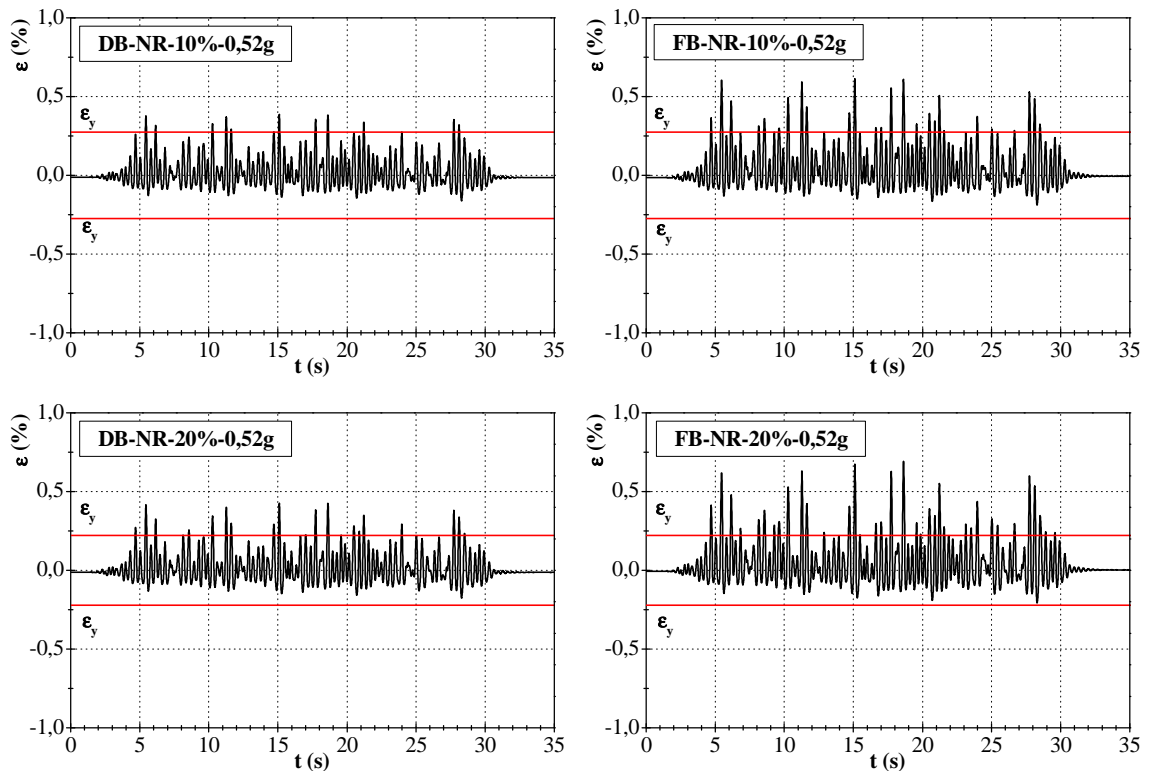


Figura 6.20: Extensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.52g com 10 e 20% de corrosão: Formulação DB vs FB

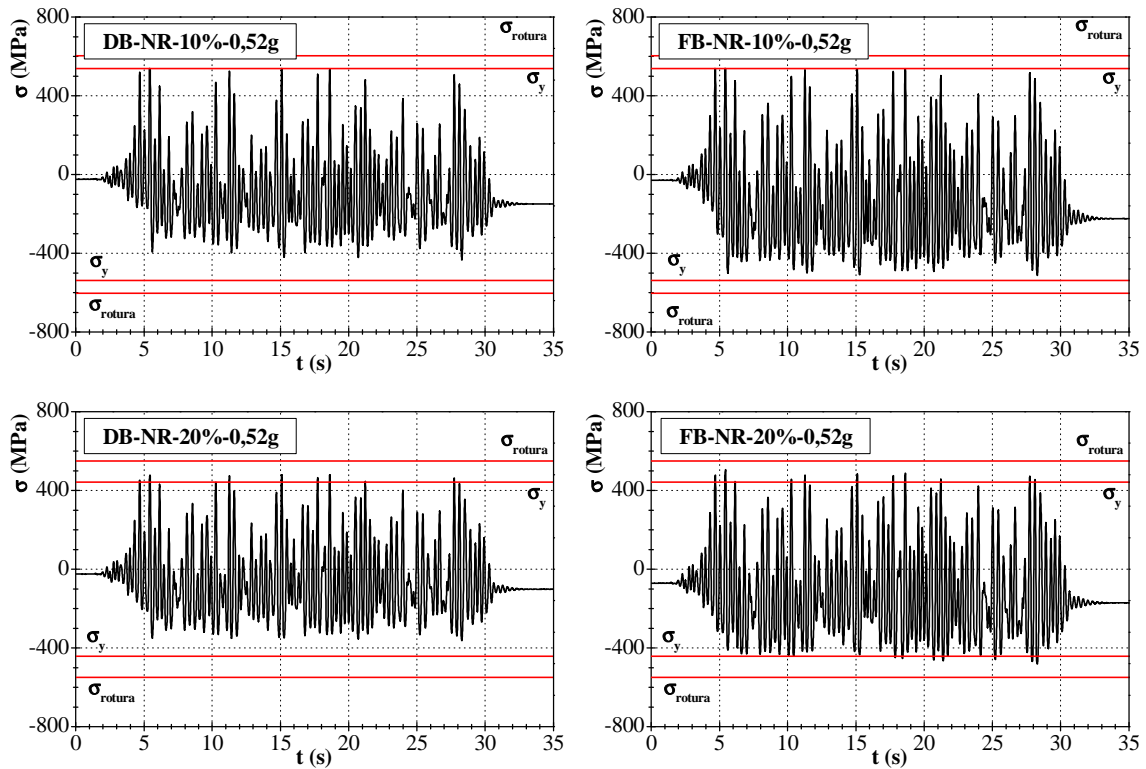


Figura 6.21: Tensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.52g com 10 e 20% de corrosão: Formulação DB vs FB

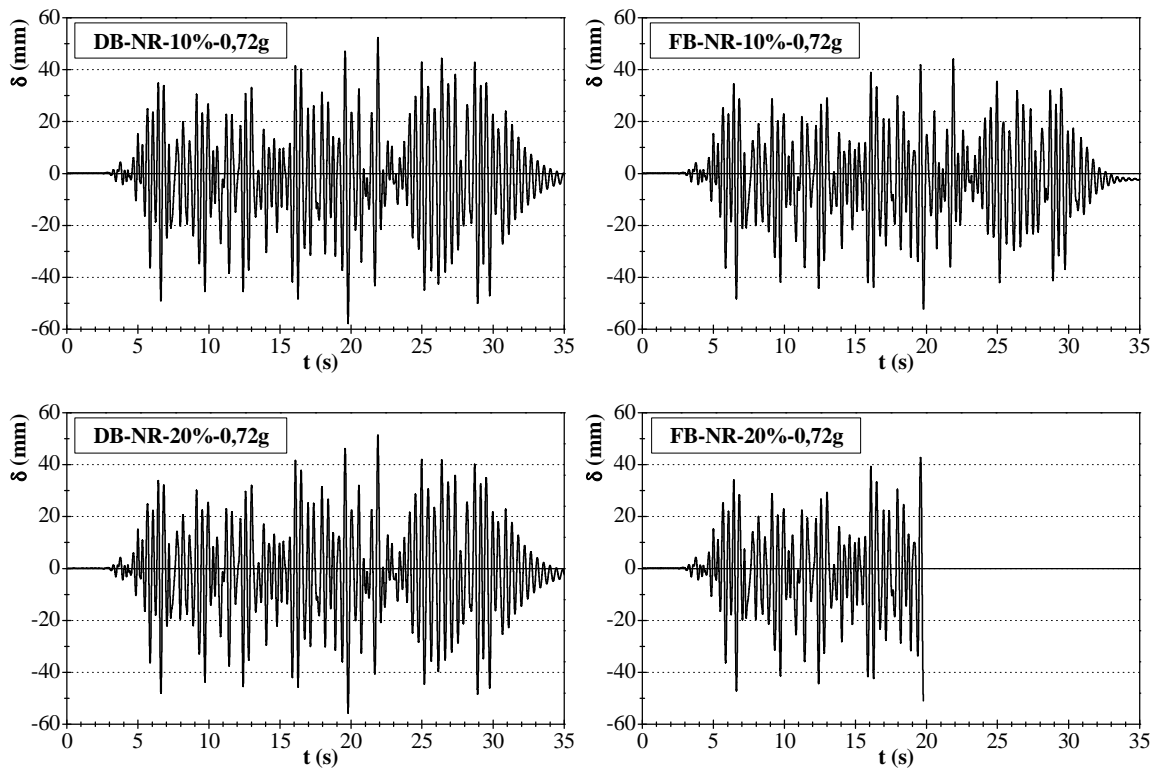


Figura 6.22: Deslocamento no topo para a aceleração de pico de 0.72g com 10 e 20% de corrosão: Formulação DB vs FB

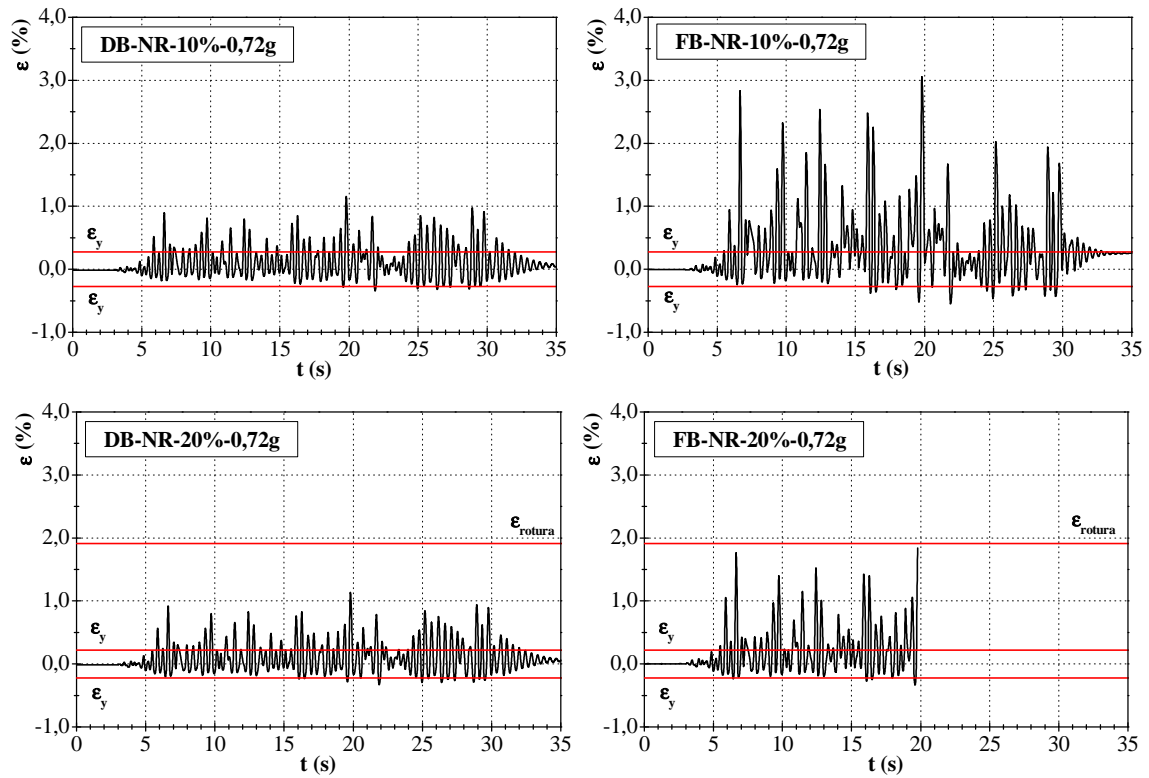


Figura 6.23: Extensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.72g com 10 e 20% de corrosão: Formulação DB vs FB

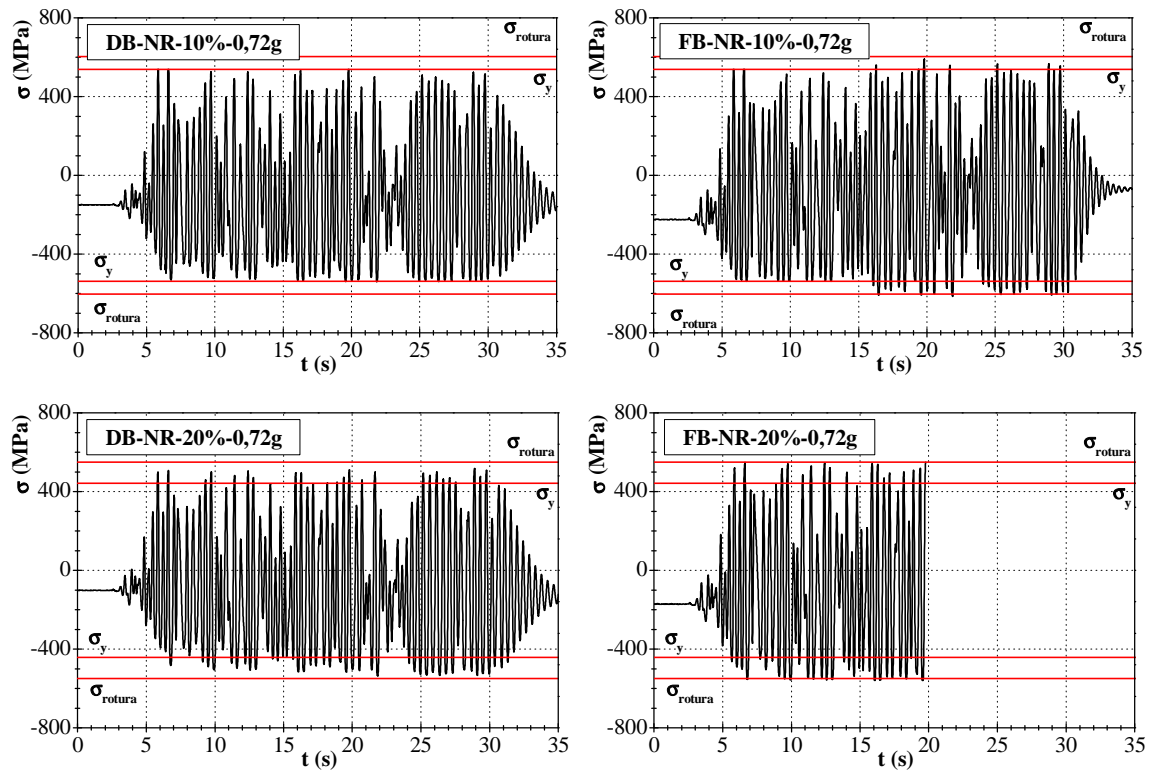


Figura 6.24: Tensão nas armaduras na base do pilar central para a aceleração de pico de 0.72g com 10 e 20% de corrosão: Formulação DB vs FB

A diferença existente entre as formulações, do instante em que os materiais atingem a cedência influencia significativamente a rotura dos varões de aço. Para qualquer das séries sísmicas impostas ao pórtico, observa-se que na formulação DB, a rotura não é atingida para qualquer das percentagens de corrosão, ao invés do constatado na formulação FB, onde para 20% de corrosão, os varões longitudinais na base do pilar central do 1º piso, atingem a extensão de rotura para a última série sísmica imposta, originando o colapso do pórtico.

Deste modo pode-se concluir que a formulação baseada em deslocamentos (DB) apresenta uma resposta mais conservativa, ou menos suscetível de levar à rotura dos varões de aço no caso de estes se encontrarem corroídos. Por outro lado, a formulação baseada em forças (FB) deve ser utilizada numa análise que se pretenda mais condicionante, dado que o diagrama tensão-extensão dos varões de aço atinge o regime plástico mais depressa.

A Figura 6.25 resume os diagramas tensão-extensão e respetivos limites obtidos na simulação numérica, considerando 0, 10 e 20% de corrosão por picagem nas armaduras da estrutura JPEE 2014.

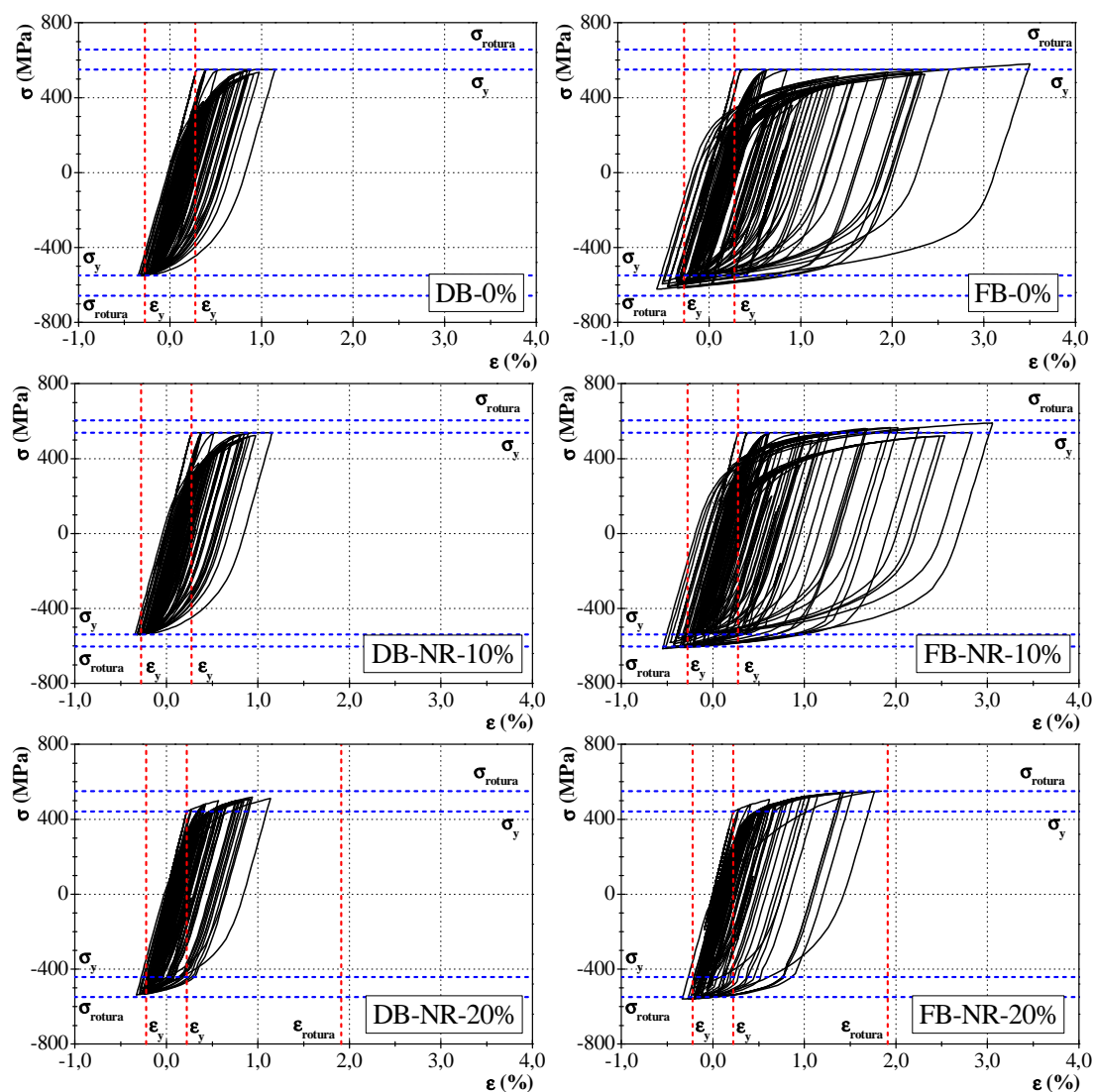


Figura 6.25: Diagramas tensão-extensão nas armaduras na base do pilar central do 1º piso para a classe NR com percentagens de corrosão de 0, 10 e 20%: Formulação DB vs FB

ii) Função do tipo de aço

Consoante a classe de aço adotada para as armaduras longitudinais, a resposta de uma estrutura que apresenta corrosão por picagem pode ser distinta. Conforme se observou no Capítulo 3 e 4, a redução da extensão e tensão de rotura, devido à corrosão por picagem, é mais gravosa nos aço laminados a quente do que nos endurecidos a frio. Dentro deste processo de fabrico, a classe SD ou aços de alta ductilidade, apresentam tensão e extensão na rotura inferiores às obtidas nos aços de classe NR com corrosão por picagem. Assim sendo, nesta seção vão ser aplicadas as leis constitutivas do aço com 0, 10 e 20% de corrosão por picagem, para as classes NR e SD, ao pórtico de betão armado. Os diagramas tensão-extensão do aço utilizados encontram-se representados nas Figuras 6.5 e 6.6.

À semelhança do observado na seção anterior, para o modelo baseado nas formulações DB, independentemente da classe e da percentagem de corrosão adotadas, não se verificou a rotura dos varões de aço. Os deslocamentos horizontais no topo e as tensões e extensões nas armaduras considerando os varões de aço de classe SD (para a formulação DB) são semelhantes aos obtidos para os aços de classe NR, uma vez que o andamento do gráfico tensão-extensão é semelhante para ambas as classes, existindo pequenas diferenças no final devido à maior redução da tensão e extensão últimas na classe SD. Por este motivo apenas são apresentados os resultados referentes à simulação numérica considerando formulações baseadas em forças (FB).

Para a série de 0.52g, dado que o deslocamento horizontal no topo e o diagrama de tensão-extensão nas armaduras é o mesmo para as classes NR e SD, os resultados obtidos encontram-se representados nas Figuras 6.12 a 6.17. Deste modo apenas são apresentados os resultados referentes à série sísmica com aceleração de pico de 0.72g.

Assim, na Figura 6.26 apresenta-se o deslocamento horizontal no topo do pórtico JPEE 2014 para a série sísmica de 0.72g, e os diagramas tensão-extensão nas armaduras na base dos pilares do primeiro piso (no final do ensaio), considerando que os varões de aço variam entre as classes NR e SD, encontrando-se ambas com 0, 10 e 20% de corrosão por picagem

Com base nos resultados obtidos na Figura 6.26, conclui-se conforme seria de esperar que a classe de aço mais afetada pela corrosão localizada é a classe SD, sendo possível observar-se que a rotura dos varões longitudinais para 20% ocorre, para a mesma excitação sísmica, mais depressa para esta classe, estando associada à menor extensão na rotura obtida no diagrama tensão-extensão do aço após a aplicação do modelo analítico enunciado anteriormente. Nos casos em que existe 10% de corrosão em qualquer das classes, apesar de não ter ocorrido rotura dos varões longitudinais, a sua resistência está próxima da capacidade máxima.

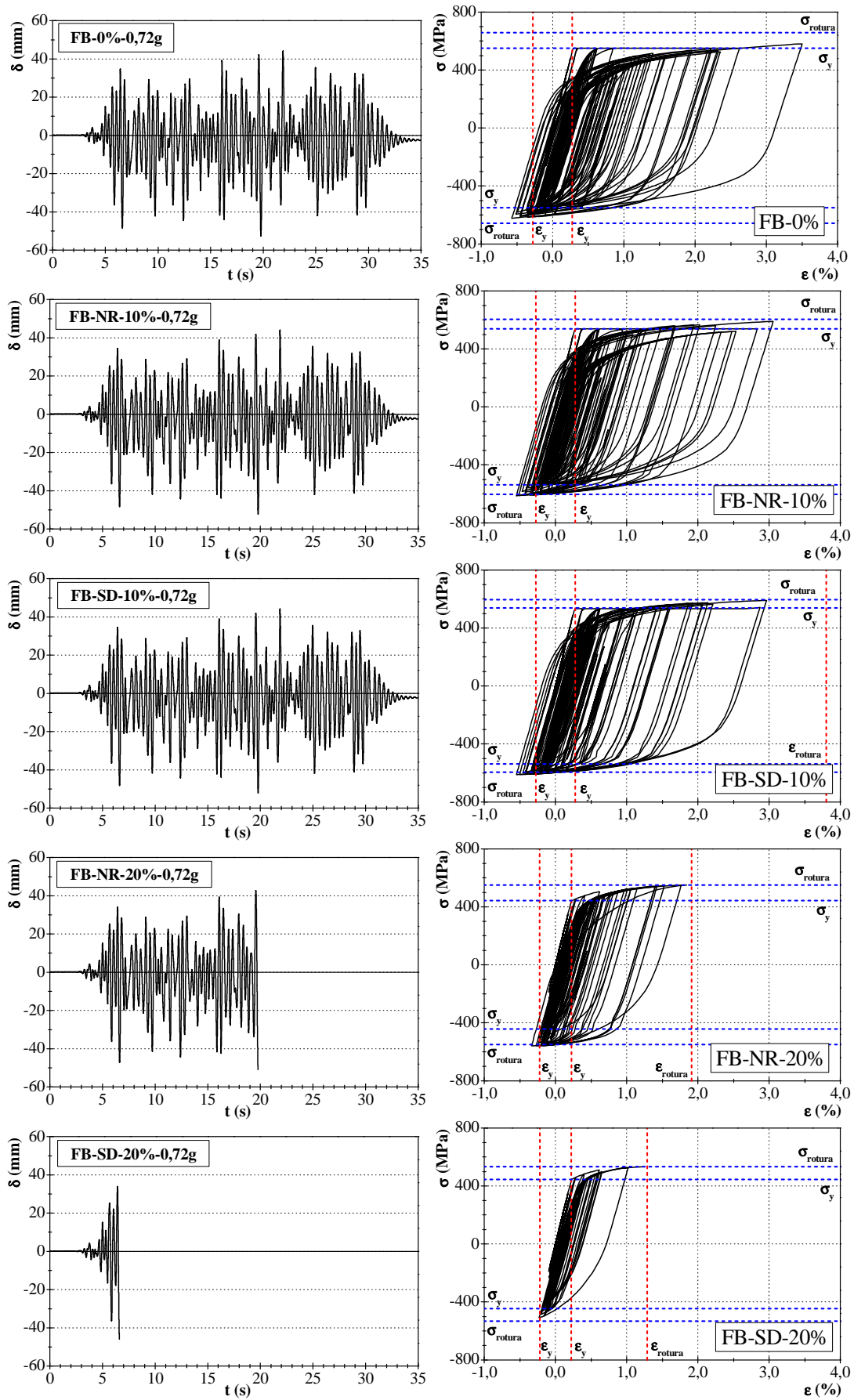


Figura 6.26: Deslocamento no topo para 0.72g e tensão-extensão nas armaduras na base do pilar central do 1º piso para as classes NR e SD e percentagens de corrosão de 0, 10 e 20%

A resposta ao nível do deslocamento entre pisos é sensivelmente a mesma, com variações de 1 a 5 mm, qualquer que seja a percentagem de corrosão por picagem associada às armaduras longitudinais. Por esta razão, a análise gráfica de resultados não permite tirar grandes conclusões até se verificar a rotura dos varões, razão pela qual na seção seguinte se vai utilizar o índice de dano PA para avaliação do comportamento estrutural no decorrer das excitações sísmicas.

6.1.5. Avaliação do dano no pórtico

Com o intuito de avaliar o dano estrutural do pórtico durante a excitação sísmica das cinco séries aplicadas e poder prever-se o possível colapso estrutural provocado pela rotura dos varões de aço, à semelhança do realizado no Capítulo 5, adotou-se o índice de dano PA para avaliar a segurança estrutural.

Os índices de dano apresentados na seção 2.2.5 foram aplicados no pórtico de betão armado ensaiado no LNEC. Para estimar o parâmetro de deterioração da resistência, β , foi aplicada a expressão (2.41), e para estimar o parâmetro do deslocamento último para um carregamento monotónico, δ_u , à semelhança do realizado no Capítulo 5, realizou-se uma análise estática não linear *pushover* com distribuição linear de forças laterais na estrutura [19,33]. O deslocamento último foi determinado quando se verificava a rotura dos varões longitudinais ou quando a força era inferior a 85% da força máxima.

O parâmetro associado à deterioração da resistência não varia em função da percentagem de corrosão nas armaduras, pelo que foi assumido constante em todas as análises. Já o parâmetro δ_u é função da percentagem de corrosão por picagem simulada, sendo tanto menor quanto maior esta percentagem. Na Tabela 6.3 indicam-se os valores de β para os pilares de cada piso.

Tabela 6.3: Parâmetros da deterioração de resistência para o índice de dano PA nos pilares

Parâmetro	Piso	Pilar		
		Esquerda	Central	Direita
β	1	0.040	0.053	0.041
	2	0.033	0.041	0.034

A classificação de acordo com o índice de dano PA pode ser realizada separadamente a cada elemento estrutural ou à conjugação de todos os elementos que constituem a estrutura. O índice de dano global é determinado tendo em consideração a contribuição individual do dano de cada elemento estrutural no decorrer do ensaio. Para tal, recorrendo à expressão (2.42), obteve-se nas Figuras 6.27 e 6.29, os diagramas referentes ao dano na estrutura no decorrer da excitação sísmica em função das formulações DB e FB e consoante a classe escolhida para o aço, classe NR e SD.

As séries do sismo aplicadas distam entre elas de 40,96s, correspondendo assim para a aceleração de pico de 0.10g, o intervalo de tempo de 0,00 a 40,96s; para 0.20g, o intervalo 40,96 a 81,92s; para 0.32g, o intervalo 81,92 a 122,88s; para 0.52g, o intervalo 122,88 a 163,84s e por fim, para 0.72g, o intervalo 163,84 a 204,8s.

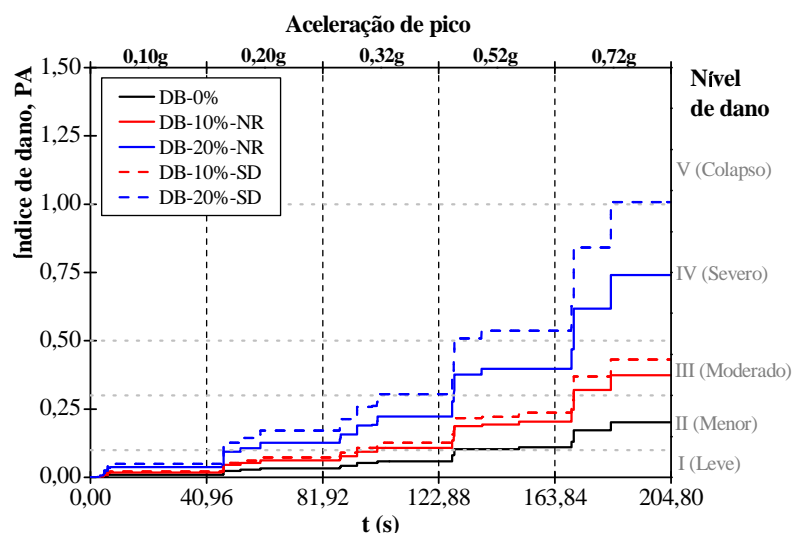


Figura 6.27: Índice de dano PA global do pórtico de betão armado para a formulação DB

Para a classificação baseada no índice de dano PA global para a formulação DB, observa-se:

- Na série correspondente a 0.10g, o pórtico de betão armado, tem um nível de dano I (dano leve) independentemente da percentagem de corrosão e da classe de aço escolhida;
- Na série correspondente a 0.20g, o pórtico, com 0 e 10% de corrosão encontra-se no nível de dano I (dano leve), enquanto para 20% de corrosão considerando classe NR ou SD, apresenta o nível de dano II (dano menor);
- Na série correspondente a 0.32g, apenas o pórtico sem corrosão se mantém no nível de dano leve, enquanto os restantes casos se encontram no nível de dano II (dano menor);
- Na série correspondente a 0.52g, o pórtico com 0% de corrosão por picagem passa para o nível de dano II (dano menor); para 10% de corrosão mantém-se no nível de dano II (dano menor); para 20% de corrosão considerando a classe NR atinge-se o nível de dano III (dano moderado) e para a classe SD, o nível de dano tem um crescimento acentuado atingindo o nível de dano IV (dano severo);
- Na última série aplicada, correspondente a 0.72g, o pórtico com 0 e 10% de corrosão têm, respetivamente, um nível de dano II e III (dano menor e moderado), enquanto o pórtico com 20% de corrosão tem um aumento brusco do nível de dano em ambas as classes, passando a classe NR para o nível de dano IV (dano severo) e a classe SD para a zona de transição entre o nível IV e V. Para 20% de corrosão e classe SD é visível o aumento brusco do nível de dano, encontrando-se o pórtico na iminência do colapso parcial ou total.

Apesar de não se ter verificado rotura dos varões longitudinais e consequente colapso da estrutura recorrendo à formulação DB, os varões que apresentam 20% de corrosão, encontram-se no limite das suas capacidades resistentes. Esta constatação é observada no caso do pórtico com 20% de corrosão nos varões longitudinais da base do pilar central e classe SD, onde a extensão atingida no aço após a aplicação das cinco séries sísmicas é próxima de extensão última (1.3%), conforme ilustra a Figura 6.28.

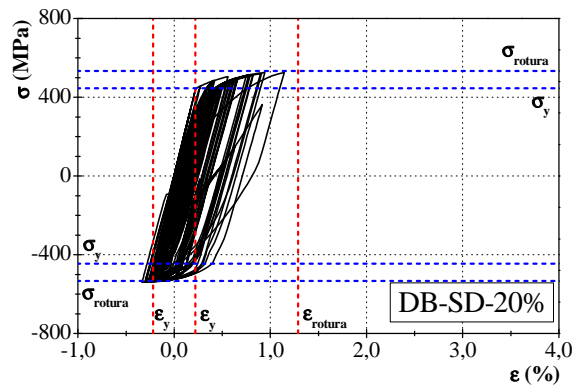


Figura 6.28: Diagrama tensão-extensão dos varões longitudinais de aço de classe SD com 20% de corrosão na base do pilar central para a formulação DB

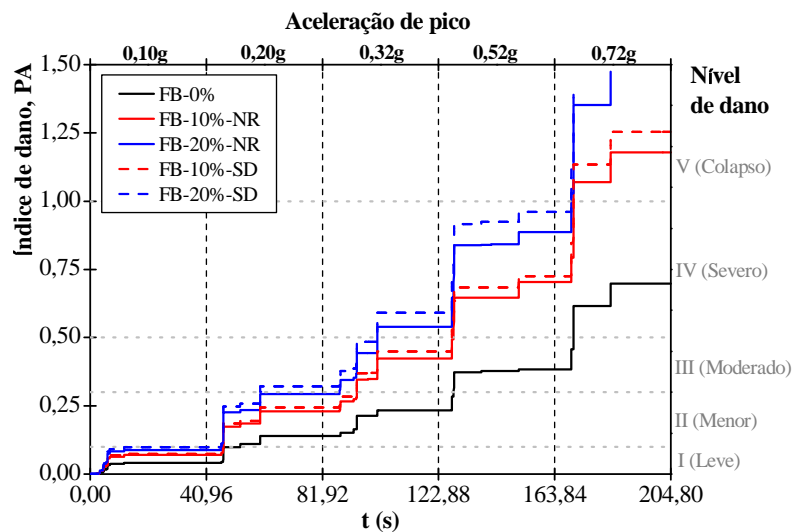


Figura 6.29: Índice de dano PA global do pórtico de betão armado para a formulação FB

Na Figura 6.29 apresenta-se a evolução do índice de dano PA global baseado na simulação numérica efetuada recorrendo à formulação FB. Da análise da figura constata-se:

- Na série correspondente a 0.10g, o pórtico de betão armado, independentemente da percentagem de corrosão e da classe de aço escolhida, tem um nível de dano I (dano leve);
- Na série correspondente a 0.20g, os pórticos, com 0 e 10% de corrosão encontram-se no nível de dano II (dano leve). Para 20% de corrosão considerando classe SD, o pórtico apresenta um nível de dano III (dano moderado), já a classe NR encontra-se na fronteira entre o nível II e III;

- Para a série correspondente a 0.32g, o pórtico sem corrosão mantém o nível de dano menor, enquanto os pórticos com 10% de corrosão passam para o nível de dano III (dano moderado) e os pórticos com 20% de corrosão passam do nível dano II para IV (dano menor para moderado);
- Na série correspondente a 0.52g, o pórtico com 0% de corrosão por picagem passa para o nível de dano III (dano moderado), enquanto os pórticos com 10% e 20% de corrosão atingem o dano severo (nível de dano IV). Para esta série é visível um crescimento acentuado do nível de dano independentemente da percentagem de corrosão, associado ao início do comportamento não linear dos materiais;
- Na última série aplicada, correspondente a 0.72g, o pórtico com 0% de corrosão adquire um nível de dano severo; os pórticos com 10% de corrosão atingem o nível de dano máximo, apesar de não se ter observado o colapso global da estrutura. O facto de o pórtico atingir este nível de dano deve-se à rotura parcial de alguns pilares do primeiro piso na determinação do deslocamento último e como consequência o nível de dano PA aumenta. Os pórticos com 20% de corrosão têm um aumento brusco do nível de dano, para o nível de colapso, associado à completa rotura dos varões longitudinais que apresentam corrosão na base dos pilares. No início desta série sísmica é visível um crescimento mais acentuado do nível de dano, devido ao final do regime elástico e início da fase plástica em todos os varões da estrutura.

Para a formulação FB, verificou-se a rotura dos varões longitudinais na base dos pilares do primeiro piso para 20% de corrosão e qualquer classe de aço, durante a aplicação da série sísmica de 0.72g. De acordo com o índice PA, esta rotura é caracterizada por um aumento brusco no nível de dano, confirmando assim uma boa concordância com o observado numericamente. Para 10% de corrosão nos varões, o índice PA indica que houve colapso da estrutura (valores de dano superiores a 1,0), não estando em consonância com o obtido no modelo numérico. Esta diferença deve-se ao deslocamento máximo atingido para um carregamento monotónico ser inferior ao atingido no decorrer do ensaio dinâmico. No entanto, o índice de dano determinado não é de todo descabido, uma vez que as extensões obtidas nos varões longitudinais na base do pilar central após as séries sísmicas encontram-se próximos da extensão máxima (3.8%), conforme se observa na Figura 6.26.

Da análise anterior, observa-se que o pórtico que apresenta 20% de corrosão nas armaduras longitudinais dos pilares do primeiro piso, tem regra geral para a mesma série, um nível de dano superior, ao observado para os pórticos com 0 e 10% de corrosão. Constata-se ainda para qualquer das abordagens de modelação utilizadas, que a manifestação de corrosão local nas armaduras para perdas de seção transversal iguais ou superiores a 20% é bastante grave, pois para sismos de intensidade relativamente elevada, originam roturas frágeis nos varões de aço e consequente rotura da estrutura.

6.2. Caso de Estudo: Estrutura plana de betão armado, Projeto ICONS (1999)

6.2.1. Caracterização da estrutura

Neste caso de estudo é feita uma análise numérica num pórtico de betão armado semelhante ao exemplo anterior, mas com a variável de as dimensões serem mais próximas das reais e as cargas aplicadas à estrutura serem de maior amplitude.

No âmbito do projeto ICONS, financiado pela comissão europeia, foram realizados testes pseudo-dinâmicos no plano, em duas estruturas porticadas constituídas por 4 pisos e 3 vãos, com e sem alvenaria. Os dois pórticos de betão armado, testados no laboratório ELSA, foram considerados como representativos do dimensionamento e construção prática comuns nas décadas de 40 a 50 nos países do sul da Europa [34]. As estruturas foram dimensionadas apenas para cargas verticais, pelo que as armaduras não apresentam qualquer pormenorização sísmica. A Figura 6.30 mostra o alçado do pórtico e uma vista geral dos dois pórticos ensaiados em simultâneo no laboratório ELSA.

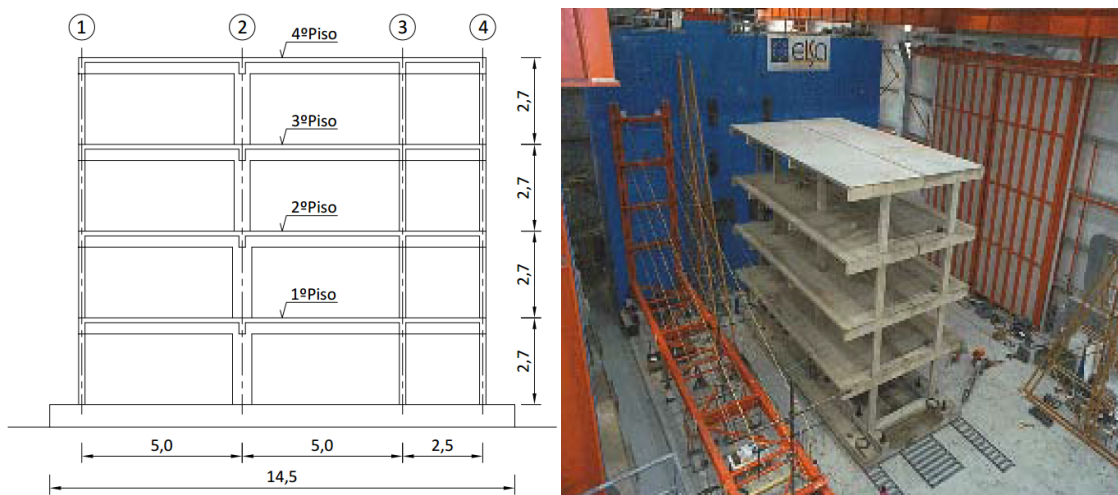


Figura 6.30: Vista em alçado e planta do pórtico de betão armado ICONS (Adaptado de [34])

O pórtico de betão armado é constituído por dois vãos espaçados de 5.0 m e um de 2.5 m. Em altura os quatro pisos distam 2.7 m entre si.

As vigas dispostas na direção de aplicação sísmica têm de secção 0.25 m de largura e 0.5 m de altura, enquanto as vigas na direção transversal têm de secção 0.2 m de largura por 0.5 m de altura. Foram consideradas vigas iguais em geometria e armaduras em todos os pisos. A Figura 6.31 mostra as características geométricas e a pormenorização tipo das vigas. Betonadas em conjunto com as vigas encontram-se lajes de 0.15 m de espessura e largura de 4.0 m.

Os pilares apresentam seções iguais em altura, à exceção do pilar interior (representado no alinhamento 2 da Figura 6.30) que no primeiro e segundo pisos tem de secção retangular $0.60 \times 0.25 \text{ m}^2$ e $0.50 \times 0.25 \text{ m}^2$ no terceiro e quarto pisos. Este pilar denominado por pilar mais robusto, desempenha

um papel dominante na resposta da estrutura, pois está orientado na direção de maior inércia face à solicitação imposta.

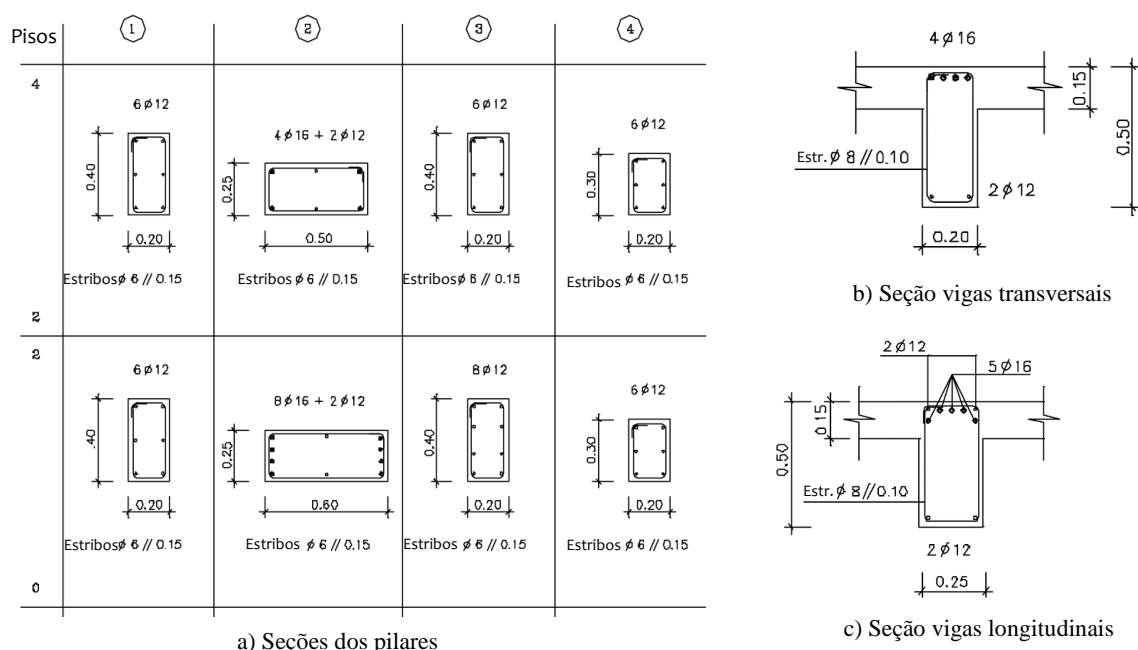


Figura 6.31: Pormenorização das seções dos pilares (a), vigas transversais (b) e vigas longitudinais (c) (Adaptado [43])

Para as armaduras longitudinais foram utilizados varões lisos, típicos das estruturas de betão armado construídas até 1970. É de salientar que as armaduras dos pilares apresentam pormenores de emendas e cintas insuficientes, sendo representativos da falta de confinamento existente em estruturas de betão armado não dúcteis daquela época.

No que respeita às propriedades dos materiais, foi utilizado um betão de classe C16/20 (EC2), tendo-se utilizado para efeitos de modelação uma resistência à compressão de 16.3 MPa. Para as armaduras foram utilizados varões lisos de aço de classe Fe B22k (Norma Italiana) com tensão de cedência de 344 MPa e tensão de rotura de 452 MPa. As propriedades mecânicas médias dos varões de aço encontram-se representadas na Figura 6.36 (pela linha/pontos castanhos). Mais detalhes relativos à geometria e propriedades dos pórticos ensaiados pode ser encontrada em [34,43].

Para os testes pseudo-dinâmicos foram utilizados acelerogramas artificiais, caracterizados por valores de PGA (Peak Ground Acceleration) ou acelerações de pico, representativos de cenários sísmicos moderados a altos, com intensidade de 0.22g e 0.29g. Os valores de acelerações de pico adotadas referem-se a períodos de retorno de 475 e 975 anos, respetivamente, e têm como objetivos de desempenho para a estrutura o controlo de dano e de colapso [34].

As acelerações de pico aplicadas na estrutura têm duração de 15s, tendo sido aplicada primeiro a excitação sísmica correspondente a 0.22g e posteriormente a excitação referente a 0.29g (Figura 6.32).

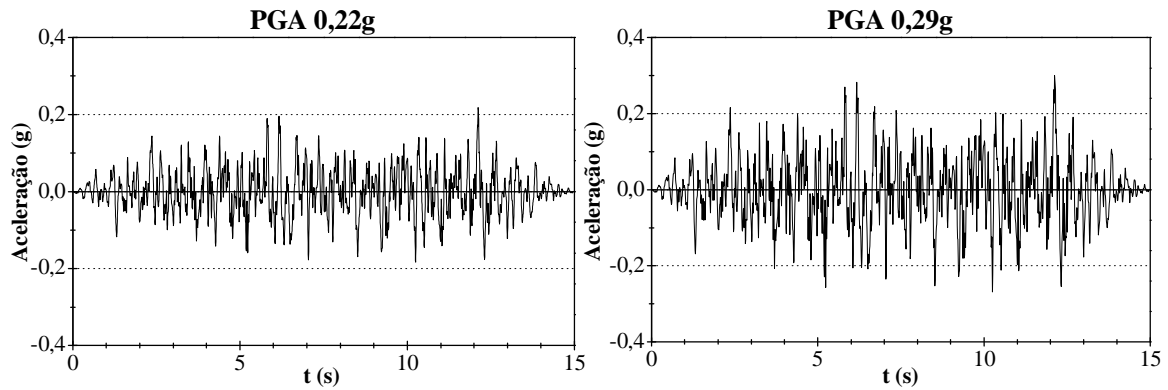


Figura 6.32: Acelerações aplicadas para 0.22g e 0.29g

6.2.2. Comparação entre os resultados experimentais e numéricos

Do caso de estudo referente ao pórtico JPEE 2014, retirou-se que a modelação de estruturas recorrendo a elementos de plasticidade distribuída baseada em deslocamentos (DB) apresentava um comportamento mais conservativo quanto ao início da resposta não linear dos materiais. Esta constatação tornou-se evidente na análise do pórtico com 20% de perda de seção na base dos pilares do primeiro piso, onde a escolha entre a formulação DB e FB influenciava a resposta global, bem como a rotura dos varões longitudinais dos pilares, caracterizando-se a formulação FB por apresentar uma rotura mais prematura. Por este motivo nos casos de estudo seguintes, as estruturas de betão armado vão ser modeladas recorrendo a elementos de plasticidade distribuída baseados em deslocamentos (DB), pois se ocorrer rotura para esta formulação, o mesmo é válido para a formulação baseada em forças (FB).

Assim a modelação recorrendo a elementos DB foi realizada através da integração da resposta não linear entre 128 elementos, em que cada seção foi discretizada em 200 fibras. À semelhança de todas as análises numéricas efetuadas recorrendo ao *SeismoStruct*, para representar o comportamento do betão foi utilizado o modelo de Mander et al. e para o aço foi utilizado o modelo de Dodd-Restrepo. Na Figura 6.33 apresenta-se o modelo numérico obtido para o pórtico de betão armado ICONS.

Por forma a validar o modelo numérico a utilizar na simulação da corrosão por picagem nas armaduras para 0, 10 e 20% de perda de seção, compara-se nas Figuras 6.34 e 6.35 a resposta experimental e numérica no topo do pórtico ao nível do deslocamento horizontal para uma aceleração de pico de 0.22g e 0.29g.

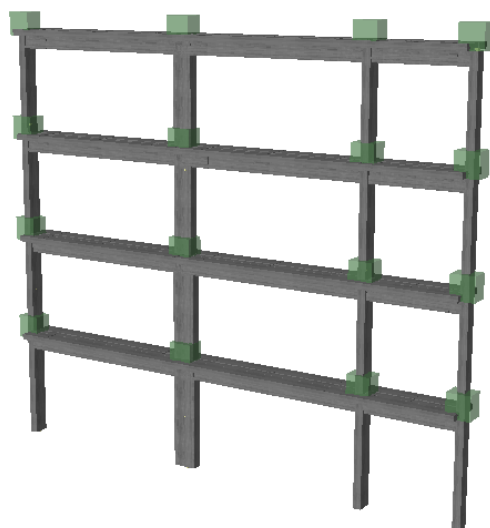


Figura 6.33: Modelo numérico do pórtico de betão armado ICONS

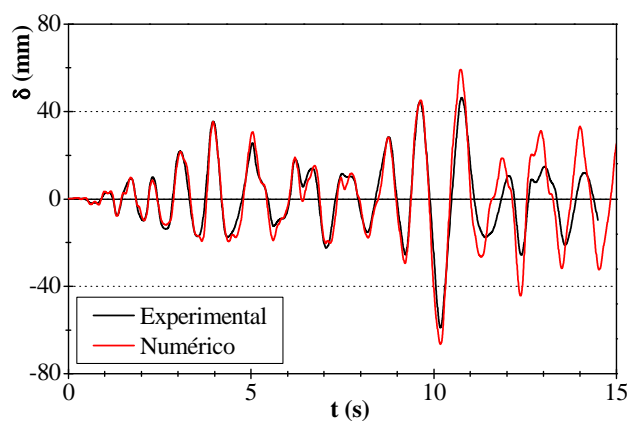


Figura 6.34: Deslocamento no topo do pórtico para 0.22g: Experimental vs Numérico

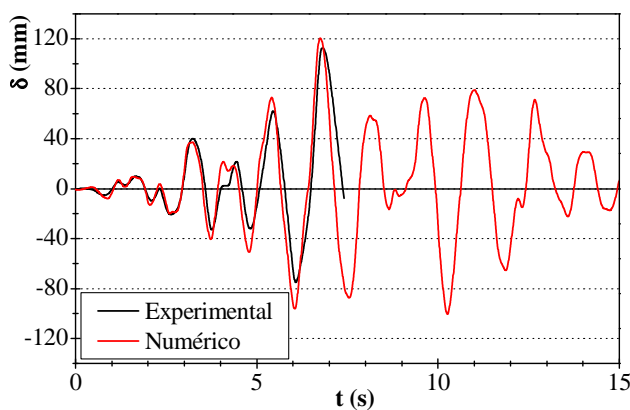


Figura 6.35: Deslocamento no topo do pórtico para 0.29g: Experimental vs Numérico

Conforme se observa nas figuras anteriores existe uma boa correlação entre os resultados experimentais e os obtidos no modelo numérico.

No caso da resposta experimental para a aceleração de pico de 0.29g, observa-se que o ensaio foi interrompido no instante de tempo próximo dos 7.5s, por forma a ser realizada a consequente

reparação. Esta interrupção deveu-se à eminência do colapso local do pilar mais robusto do terceiro piso, que nesta fase do ensaio apresentava grandes deformações e formação de rótulas plásticas no topo e base do pilar e na zona de emenda dos varões situada a 70 cm da base do pilar.

Não foram aplicadas mais ações sísmicas com acelerações de pico de maior intensidade, pois a estrutura destinava-se a ser alvo de várias soluções de reparação e reforço [34,43].

6.2.3. Avaliação da influência da corrosão por picagem

Por forma a avaliar a influência da corrosão por picagem na estrutura em análise, para casos de perda de seção de 0, 10 e 20%, foram aplicadas às armaduras dos pilares do primeiro piso, nomeadamente na zona de formação de rótula plástica entre o pilar e a fundação, as leis constitutivas descritas na Figura 6.36. À semelhança do simulado no caso de estudo anterior, a área de ação da corrosão localizada corresponde ao comprimento da rótula plástica, que para o presente caso de estudo corresponde a um comprimento de 0.405 m.

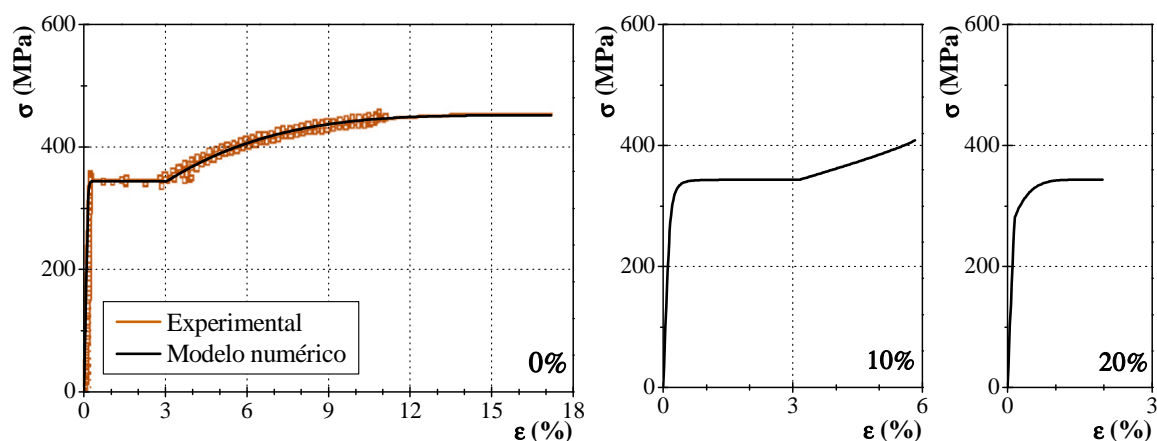


Figura 6.36: Diagrama tensão-extensão para o aço com 0, 10 e 20% de corrosão localizada

Nas Figuras 6.37 a 6.42 apresentam-se para cada caso de corrosão por picagem, os deslocamentos horizontais no topo da estrutura, as extensões e tensões nas armaduras longitudinais mais solicitadas do pilar mais robusto em função da duração da excitação sísmica para 0.22g e 0.29g.

Dos resultados obtidos para a aceleração de pico de 0.22g, constata-se que a resposta das armaduras ao nível das tensões e extensões para 0 e 10% de perda de seção local é a mesma, denotando-se pequenas alterações na resposta dos varões para 20% de corrosão devido à redução da tensão de cedência do aço, de 343 MPa para 278 MPa, o que se traduz em menores deslocamentos horizontais no topo da estrutura.

Na resposta da estrutura para a aceleração de pico de 0.29g observa-se no caso de 20% de perda de seção local que o aço atinge a sua capacidade máxima, dando-se a rotura dos varões longitudinais do

pilar mais robusto. A rotura prematura dos varões para 20% de corrosão quando comparada com 0 e 10%, deve-se à grande proximidade entre a tensão de rotura e cedência do aço e à reduzida extensão para a força máxima, conforme ilustra a Figura 6.42. Observa-se ainda que à semelhança dos resultados obtidos experimentalmente, o colapso da estrutura dá-se no instante 7.5s. Esta proximidade de resposta pode ser interpretada quanto ao desempenho estrutural durante uma solicitação sísmica, pela associação da rotura dos varões longitudinais corroídos e da rotura por corte nos pilares. Por outras palavras, se durante uma ação sísmica uma estrutura de betão armado se apresentar corroída, com perdas de seção local iguais ou superiores a 20%, para além da rotura pontual das armaduras longitudinais dos pilares por flexão, pode ser associada a rotura local dos elementos estruturais por esforço transversal desencadeando-se o colapso global da estrutura.

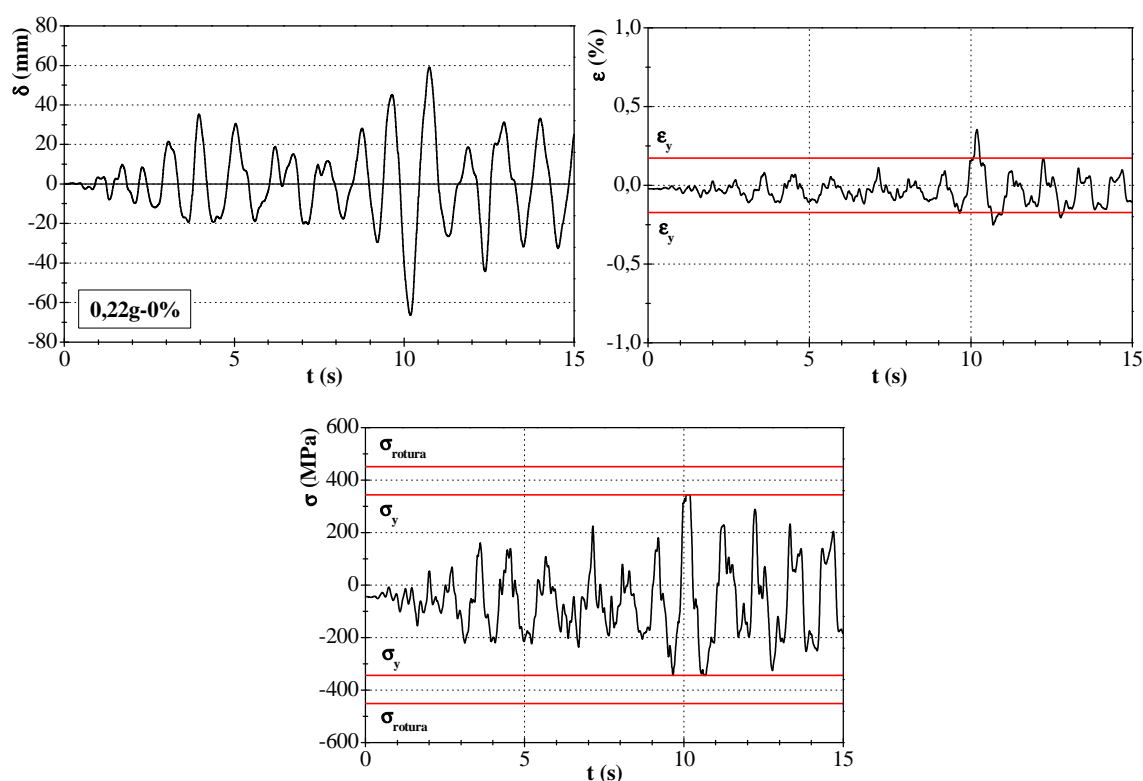


Figura 6.37: Deslocamento no topo; extensão e tensão nas armaduras do pilar mais robusto com 0% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.22g

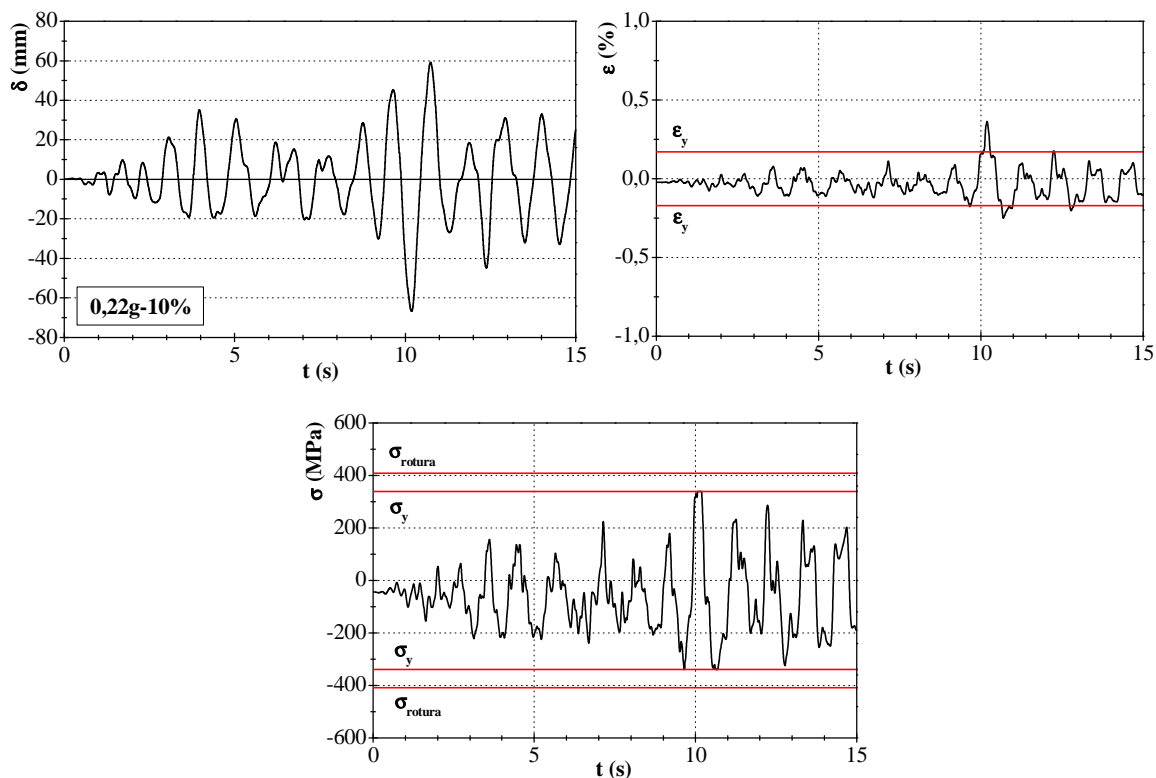


Figura 6.38: Deslocamento no topo; extensão e tensão nas armaduras do pilar mais robusto com 10% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.22g

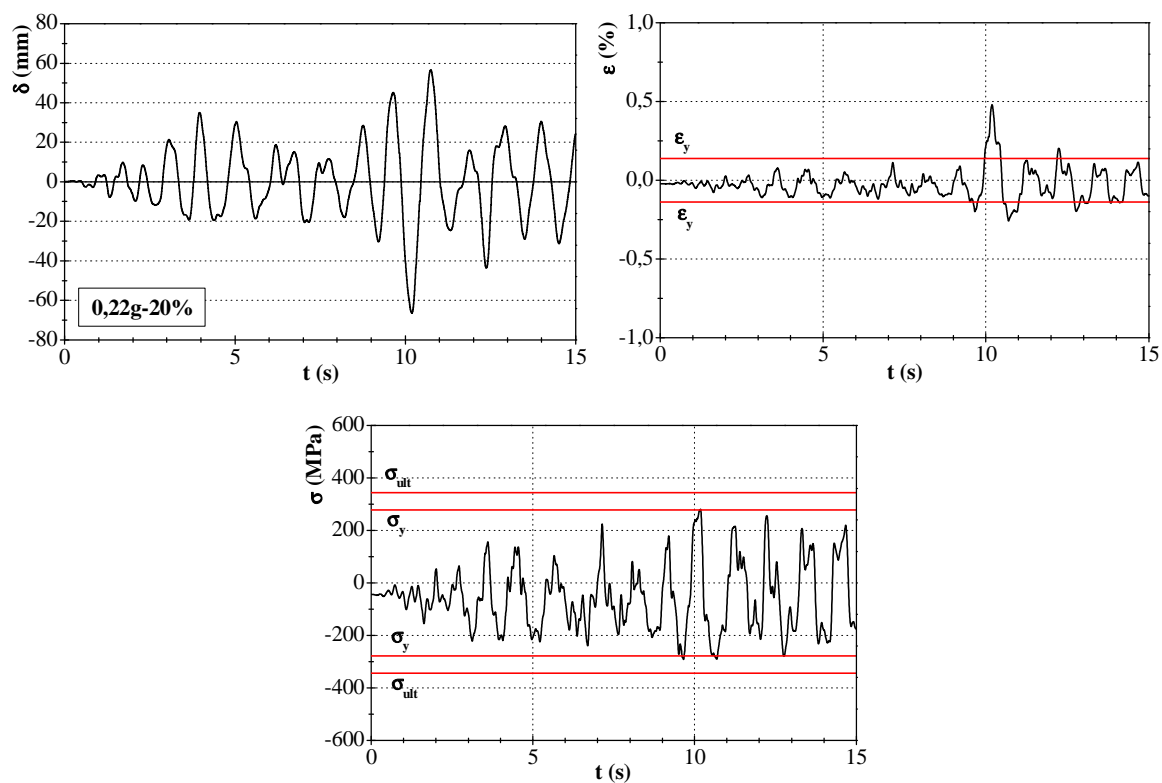


Figura 6.39: Deslocamento no topo; extensão e tensão nas armaduras do pilar mais robusto com 20% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.22g

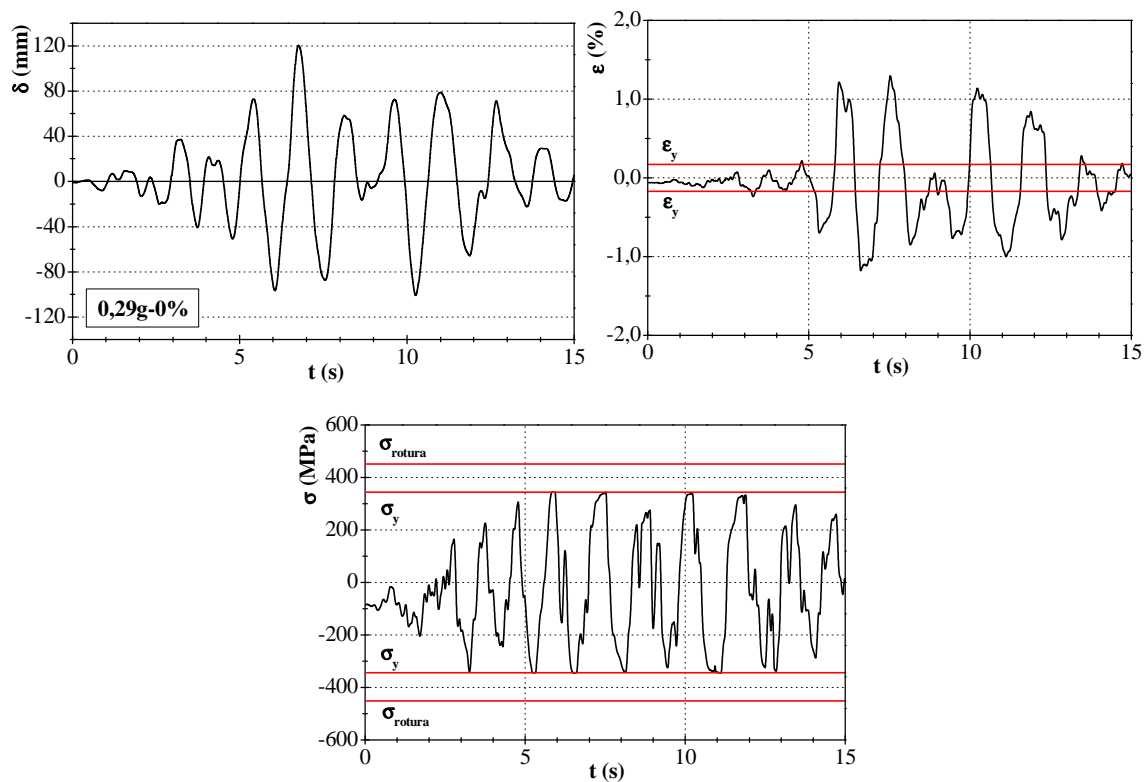


Figura 6.40: Deslocamento no topo; extensão e tensão nas armaduras do pilar mais robusto com 0% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.29g

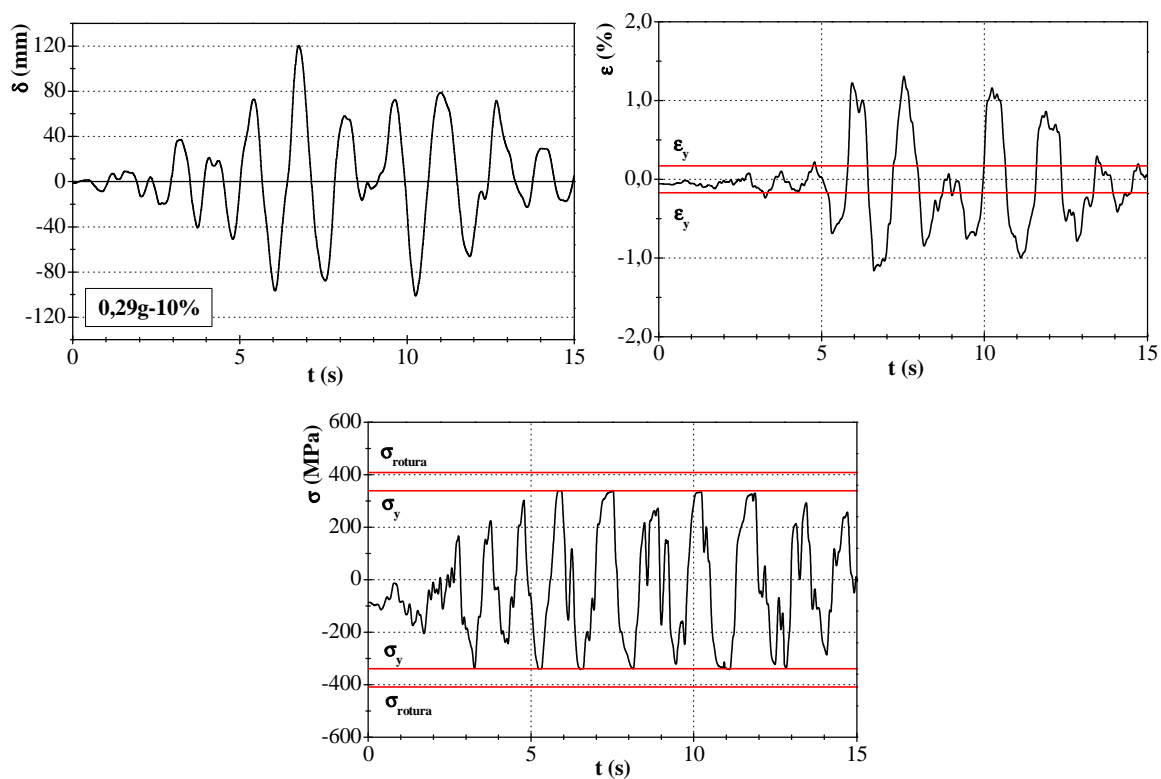


Figura 6.41: Deslocamento no topo; extensão e tensão nas armaduras do pilar mais robusto com 10% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.29g

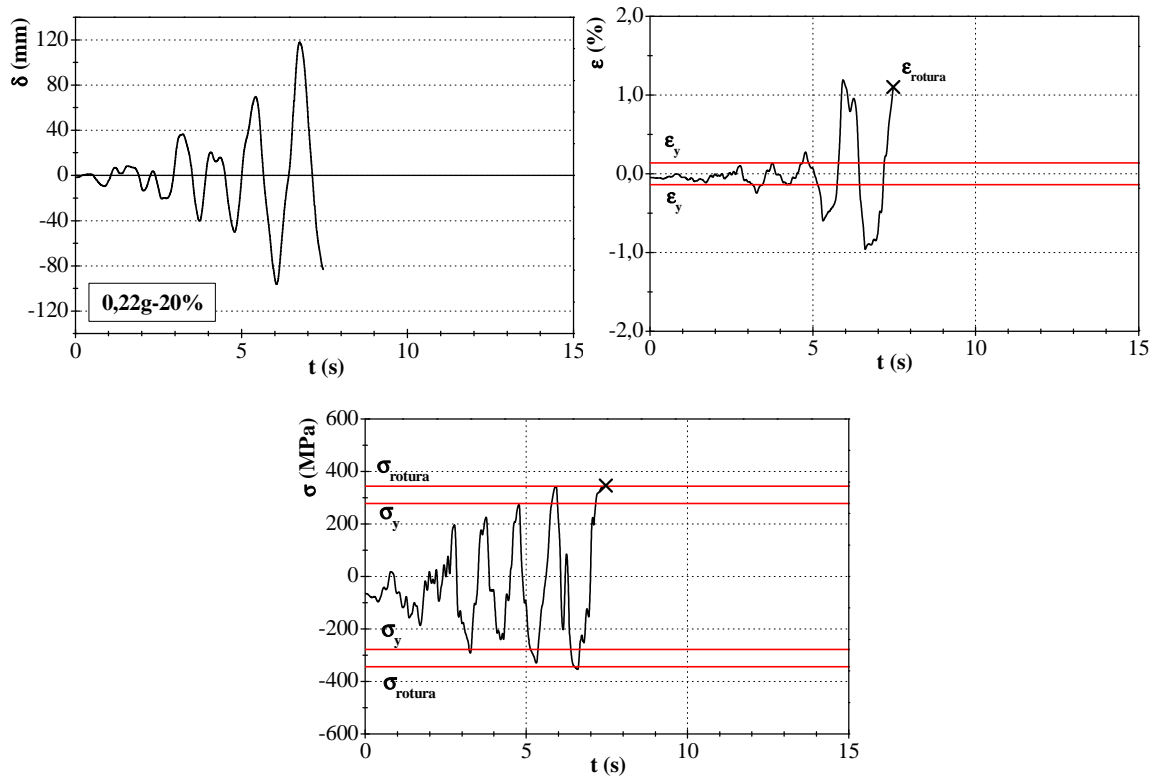


Figura 6.42: Deslocamento no topo; extensão e tensão nas armaduras do pilar mais robusto com 20% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.29g

A resposta global da estrutura para 0 e 10% de corrosão nas armaduras é aproximadamente a mesma, uma vez que a tensão de cedência toma o mesmo valor e as extensões obtidas durante a análise não ultrapassam para ambas as percentagens, a zona do patamar de cedência. Esta constatação é reforçada pela semelhança entre os diagramas tensão-extensão nas armaduras do pilar mais robusto do primeiro piso para 0 e 10% de corrosão para as acelerações de pico de 0.22 e 0.29g, conforme ilustra a Figura 6.43. A Figura 6.43 resume os diagramas tensão-extensão e respetivos limites obtidos na simulação numérica, considerando 0, 10 e 20% de corrosão por picagem nas armaduras da estrutura ICONS.

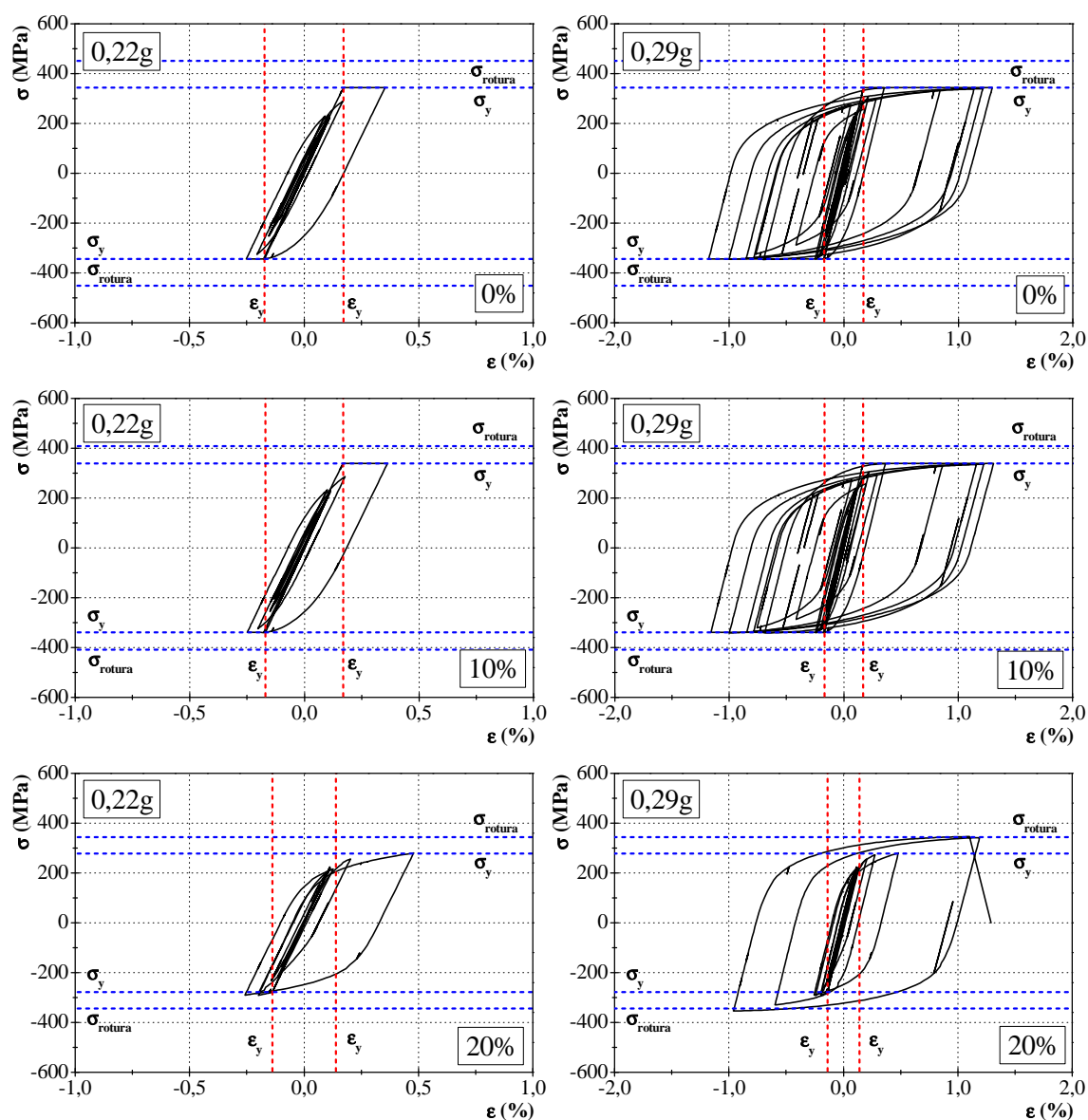


Figura 6.43: Diagramas tensão-extensão dos varões de aço com 0, 10 e 20% de corrosão por picagem para acelerações de pico de 0.22 e 0.29g na estrutura ICONS

6.2.4. Avaliação do dano no pórtico

À semelhança do utilizado no caso de estudo do pórtico JPEE 2014, a estrutura ICONS foi classificada de acordo com o índice de dano PA global. Tendo por base as expressões e conceitos referidos anteriormente, na Figura 6.44 apresenta-se o índice de dano PA global para a estrutura ICONS considerando simulações de corrosão por picagem de 0, 10 e 20% na base dos pilares do primeiro piso.

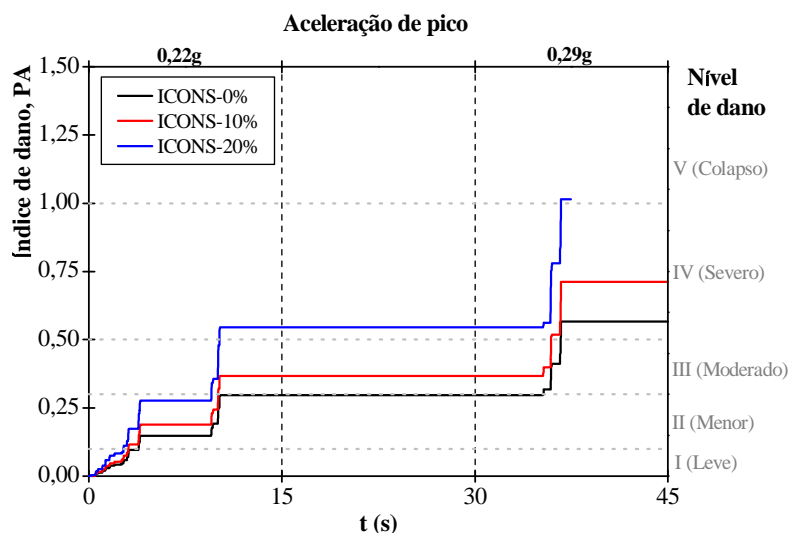


Figura 6.44: Índice de dano PA global do pórtico plano de betão armado ICONS

Para a classificação baseada no índice de dano PA global para a estrutura ICONS, observa-se que:

- No decorrer da série correspondente a 0,22g, o pórtico de betão armado com 0% de corrosão passa progressivamente do nível de dano leve (nível I) para o nível de dano menor (nível II), encontrando-se no final da excitação sísmica na fronteira entre o nível de dano menor e o moderado. Por outro lado, o pórtico com 10% de corrosão tem um aumento significativamente mais acentuado do nível de dano, tendo no final da excitação sísmica um nível de dano moderado (nível III). No caso do pórtico com 20% de corrosão o dano obtido no final da série de 0,22g é maior que o verificado nos casos anteriores, encontrando-se no nível de dano IV (dano severo);
- Na série correspondente a 0,29g, os pórticos com 0 e 10% de corrosão transitam para o nível de dano severo (nível IV); para o pórtico com 20% de corrosão, sensivelmente a meio da série sísmica, observa-se o aumento brusco do nível de dano que passa do nível de dano severo (nível IV) para o de colapso (nível V), estando-lhe associada a rotura dos varões longitudinais do pilar central e consequente colapso do pórtico.

6.3. Caso de estudo: Estrutura tridimensional de betão armado, Projeto SPEAR (2002)

6.3.1. Caracterização da estrutura

Neste caso de estudo é feita a análise de uma estrutura tridimensional de betão armado, designada por estrutura SPEAR [26], que resulta de uma estrutura similar a um edifício atual de três pisos

representativo das construções nos países do sul da Europa, antes de introdução dos regulamentos sísmicos.

Esta estrutura foi dimensionada apenas considerando as cargas verticais gravíticas e utilizando os códigos de dimensionamento utilizados na Grécia entre 1954 e 1995. Para tal foram usadas as práticas e materiais de construção próprios das décadas de 70.

O edifício SPEAR construído à escala real foi testado sob condições pseudo-dinâmicas bidirecionais: longitudinal ou direção X e transversal ou direção Y; tendo sido ensaiado no laboratório JRC em Ispra no âmbito do projeto europeu SPEAR [20,26].

A estrutura é regular em altura, com distância entre pisos de 3.0 m e altura livre dos pilares entre vigas de 2.5 m. A configuração em planta caracteriza-se por ser não simétrica nas duas direções, conforme ilustra a Figura 6.45, contribuindo para o afastamento entre o centro de rigidez e o centro de massa.

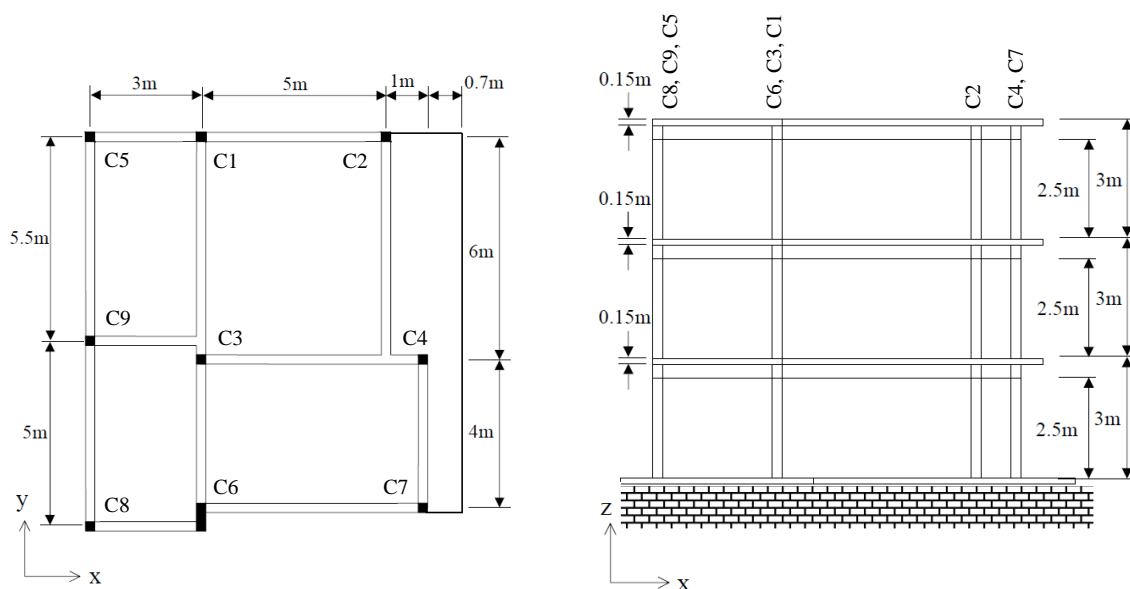


Figura 6.45: Vista em planta (esquerda) e alçado (direita) da estrutura SPEAR (Adaptado de [26])

Todas as vigas apresentam as mesmas características geométricas e pormenorização em todos os pisos, independentemente da direção de aplicação sísmica, tendo de seção 0.25 m de largura e 0.5 m de altura (Figura 6.46). Betonadas em conjunto com as vigas encontram-se as lajes de 0.15 m de espessura e varões com 8 mm de diâmetro espaçados de 200 mm.

Oito dos nove pilares existentes têm seção transversal quadrada de $0.25 \times 0.25 \text{ m}^2$ e o restante pilar (designado por C6 ou mais robusto) tem uma seção retangular de $0.25 \times 0.75 \text{ m}^2$ com a maior dimensão orientada ao longo da direção Y, o que implica um pior comportamento na direção contrária.

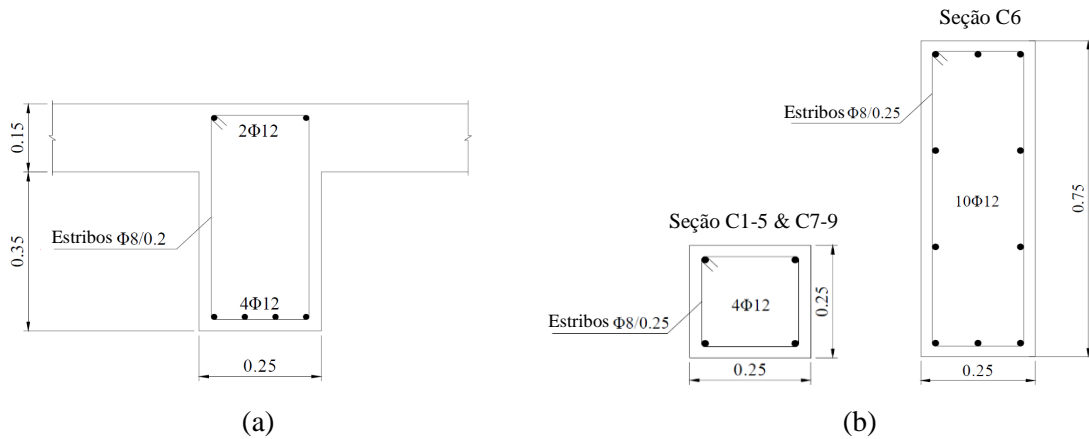


Figura 6.46: Seção das vigas (a) e dos pilares (b) (Adaptado de [26])

Na estrutura SPEAR, os pilares são esbeltos e não têm capacidade suficiente para resistir a esforços de flexão de grande amplitude provocados pelas forças laterais sísmicas; enquanto as vigas são elementos mais rígidos.

Para as armaduras longitudinais foram utilizados varões lisos, típicos das estruturas de betão armado construídas até 1970. É de salientar que as armaduras dos pilares apresentam pormenores de emendas e cintas insuficientes, sendo representativos da falta de confinamento existente em estruturas de betão armado não dúcteis daquela época.

No que respeita às propriedades dos materiais, foi utilizado um betão com uma tensão de resistência à compressão de 25 MPa. Para as armaduras foram utilizados varões lisos de aço de classe Fe B23k (Norma Italiana) com tensão de cedência (f_y) de 458 MPa, tensão de rotura (f_u) de 570 MPa, a extensões na rotura (ϵ_u) de 17.4% e extensão de início da fase de endurecimento (ϵ_{sh}) de 6%. As propriedades mecânicas médias dos varões de aço encontram-se representadas na Figura 6.51 (pela linha castanha). Mais detalhes da geometria e propriedades da estrutura ensaiada podem ser encontradas em [20,26].

Para os testes pseudo-dinâmicos foram utilizados acelerogramas artificiais baseados em valores registados na estação de Herceg Novi durante o sismo de Montenegro em 1979, modificados para serem compatíveis com um espectro do tipo I do EC8 para solos do tipo C. Os valores utilizados para a componente longitudinal e transversal encontram-se representados na Figura 6.47. A aceleração de pico correspondente a 1.0g foi escalada para acelerações de intensidade crescente correspondentes a 0.15g e 0.20g nas duas direções.

As acelerações de pico aplicadas na estrutura têm a duração de 15s, tendo sido aplicada primeiro a excitação sísmica correspondente a 0.15g e posteriormente a excitação referente a 0.20g.

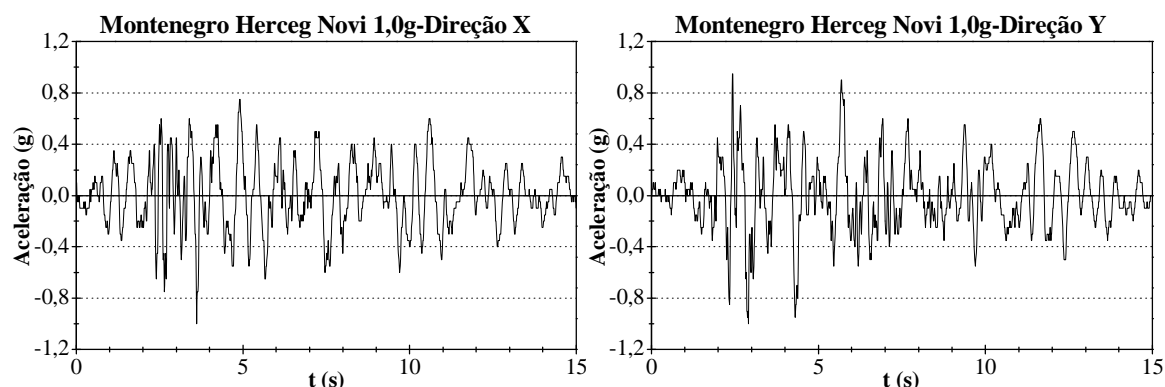


Figura 6.47: Acelerações registadas em Montenegro para 1.0g na direção X e Y

6.3.2. Comparação entre os resultados experimentais e numéricos

A estrutura SPEAR foi modelada, conforme explicado no caso de estudo anterior, recorrendo a elementos de plasticidade distribuída baseados em deslocamentos (DB) através da integração da resposta não linear entre 552 elementos, em que cada seção foi discretizada em 200 fibras. À semelhança de todas as análises numéricas efetuadas recorrendo ao *SeismoStruct*, para representar o comportamento do betão foi utilizado o modelo de Mander et al. e para o aço foi utilizado o modelo de Dodd-Restrepo.

Na Figura 6.48 apresenta-se o modelo numérico obtido para o pórtico de betão armado SPEAR.



Figura 6.48: Modelo numérico do pórtico de betão armado SPEAR

Por forma a validar o modelo numérico a utilizar na simulação da corrosão por picagem nas armaduras para 0, 10 e 20% de perda de seção, compara-se nas Figuras 6.49 e 6.50 a resposta no topo do pórtico ao nível do deslocamento horizontal nas direções X e Y para as acelerações de pico de 0.15g e 0.20g.

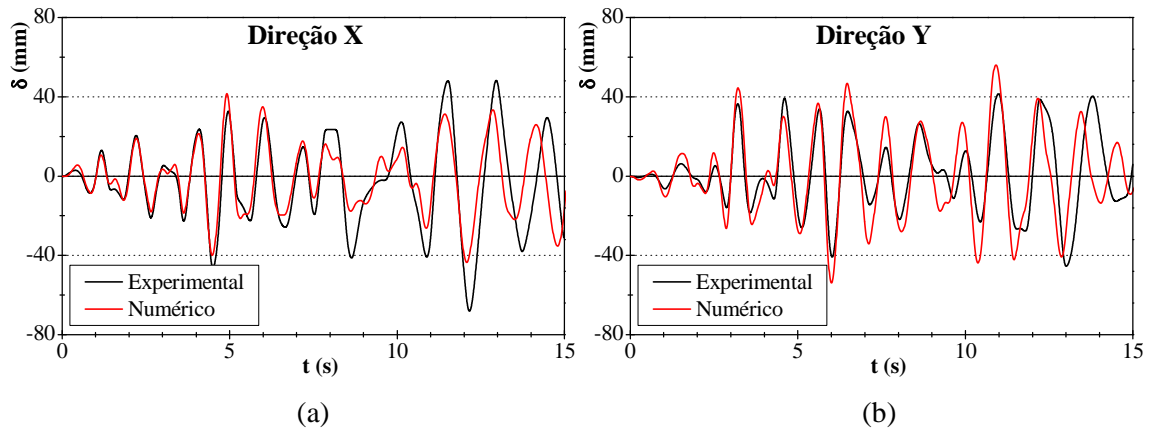


Figura 6.49: Deslocamento no topo da estrutura para 0.15g nas direções X (a) e Y (b): Experimental vs Numérico

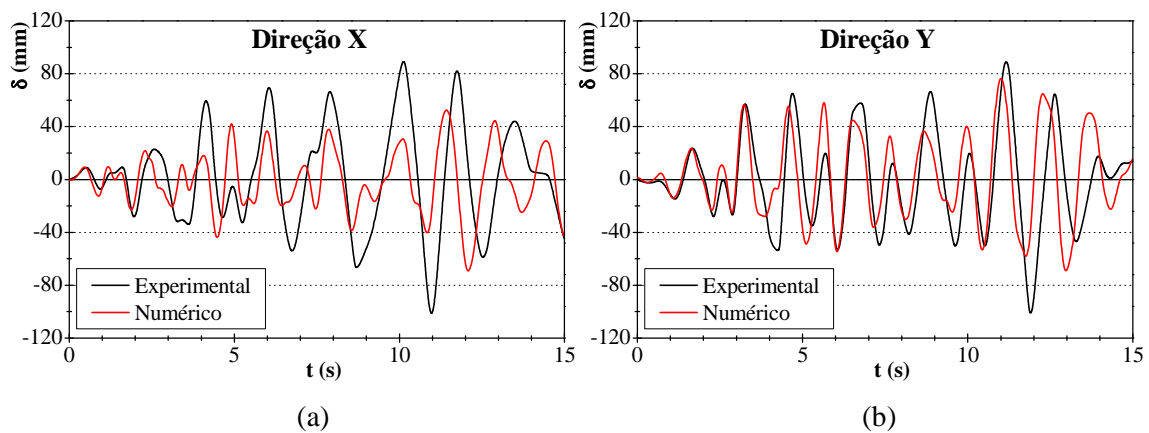


Figura 6.50: Deslocamento no topo da estrutura para 0.20g nas direções X (a) e Y (b): Experimental vs Numérico

Como se observa nas figuras anteriores existe uma boa correlação entre os resultados experimentais e os obtidos do modelo numérico para a aceleração de pico de 0.15g. Para 0.20g e direção X, os resultados experimentais e numéricos têm respostas do deslocamento no topo significativamente diferentes. Esta diferença é justificada pelo comportamento mais rígido do modelo numérico e pelo maior comportamento não linear da estrutura segundo a direção X que tem uma robustez “mais fraca” devido à irregularidade em planta.

Após o ensaio para a aceleração de pico de 0.15g, foi observado dano ligeiro nos pilares do segundo piso devido ao aparecimento de fendas no topo dos pilares. No final do ensaio correspondente a 0.20g, existiam fendas de grande largura e de modo mais acentuado nas zonas de ligação entre as vigas e os pilares. O dano mais severo foi observado no pilar central C3 devido às elevadas cargas axiais a que está sujeito.

Não foram aplicadas mais ações sísmicas com acelerações de pico de maior intensidade, pois a estrutura destinava-se a ser alvo de diversas soluções de reparação e reforço [20].

6.3.3. Avaliação da influência da corrosão por picagem

Por forma a avaliar a influência da corrosão por picagem na estrutura em análise, para casos de perda de seção de 0, 10 e 20%, foram aplicadas às armaduras dos pilares do primeiro piso, nomeadamente na zona de formação de rótula plástica entre o pilar e a fundação, as leis constitutivas descritas na Figura 6.51. À semelhança do simulado no caso de estudo anterior, a área de ação da corrosão localizada corresponde ao comprimento da rótula plástica, que para o presente caso de estudo corresponde a um comprimento de 0.45 m na base de todos os pilares do primeiro piso.

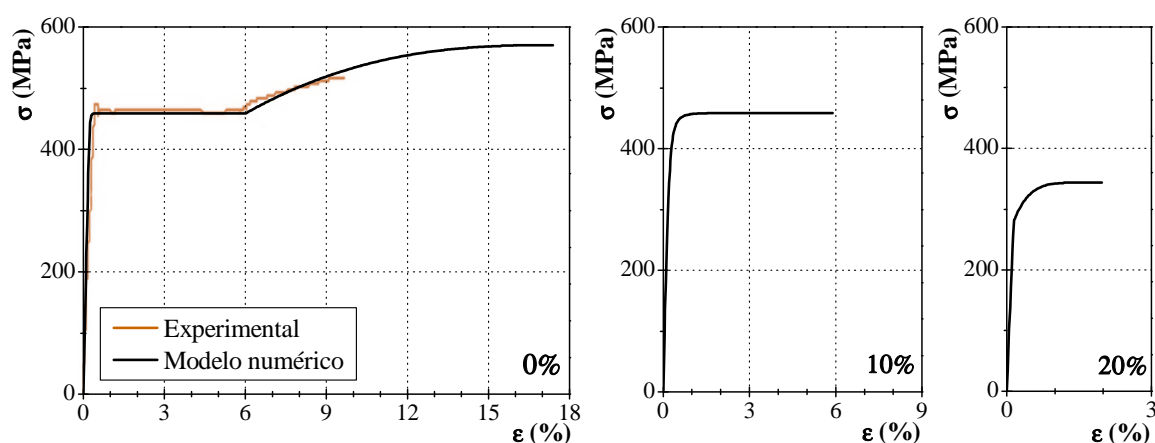


Figura 6.51: Diagrama tensão-extensão para o aço com 0, 10 e 20% de corrosão localizada

Para as mesmas acelerações de pico utilizadas no ensaio experimental, foram realizadas análises numéricas para 0, 10 e 20% de perda de seção local nos varões. Nas análises efetuadas constatou-se que as armaduras longitudinais dos pilares não eram muito mobilizadas, atingindo no caso de 0% e 20% de perda de seção local, extensões no aço de 0.9 e 1.0%, respetivamente. Esta extensão reduzida das armaduras deve-se ao fraco dano observado no edifício após a aplicação das duas séries de 0.15g e 0.20g, que conforme se descreveu anteriormente, no final desta última série eram visíveis apenas algumas fendas no topo dos pilares, não existindo problemas mais graves como o destacamento do recobrimento ou encurvadura dos varões.

Por esta razão e por forma a estudar o impacto da corrosão na estrutura, o sismo de Montenegro para 0.15 e 0.20g foi alterado para acelerações de pico correspondentes a períodos de retorno de 475 e 975 anos, respetivamente 0.22g e 0.29g.

Nas Figuras 6.52 a 6.57 apresenta-se para cada caso de corrosão por picagem, os deslocamentos horizontais no topo da estrutura, as extensões e tensões nas armaduras longitudinais mais solicitadas do pilar mais robusto C6 em função da duração da excitação sísmica para 0.22g e 0.29g.

Dos resultados obtidos para a aceleração de pico de 0.22g constata-se que a resposta das armaduras é igual ao nível das tensões e extensões para 0 e 10% de perda de seção local, não provocando alterações nos deslocamentos obtidos no topo do edifício, à semelhança do observado na estrutura ICONS. Por outro lado, surgem pequenas alterações na resposta dos varões para 20% de corrosão devido à redução da tensão de cedência do aço, de 458 MPa para 372 MPa, o que implica a mobilização mais precoce do comportamento plástico do aço. Esta observação é analisada na Figura 6.54, onde para a excitação de 0.22g se observa a cedência dos varões longitudinais e a proximidade em se atingir a tensão correspondente à rotura do aço, o que contrasta com o obtido para 0 e 10% de corrosão para a mesma excitação, onde apenas ocorre a cedência dos varões.

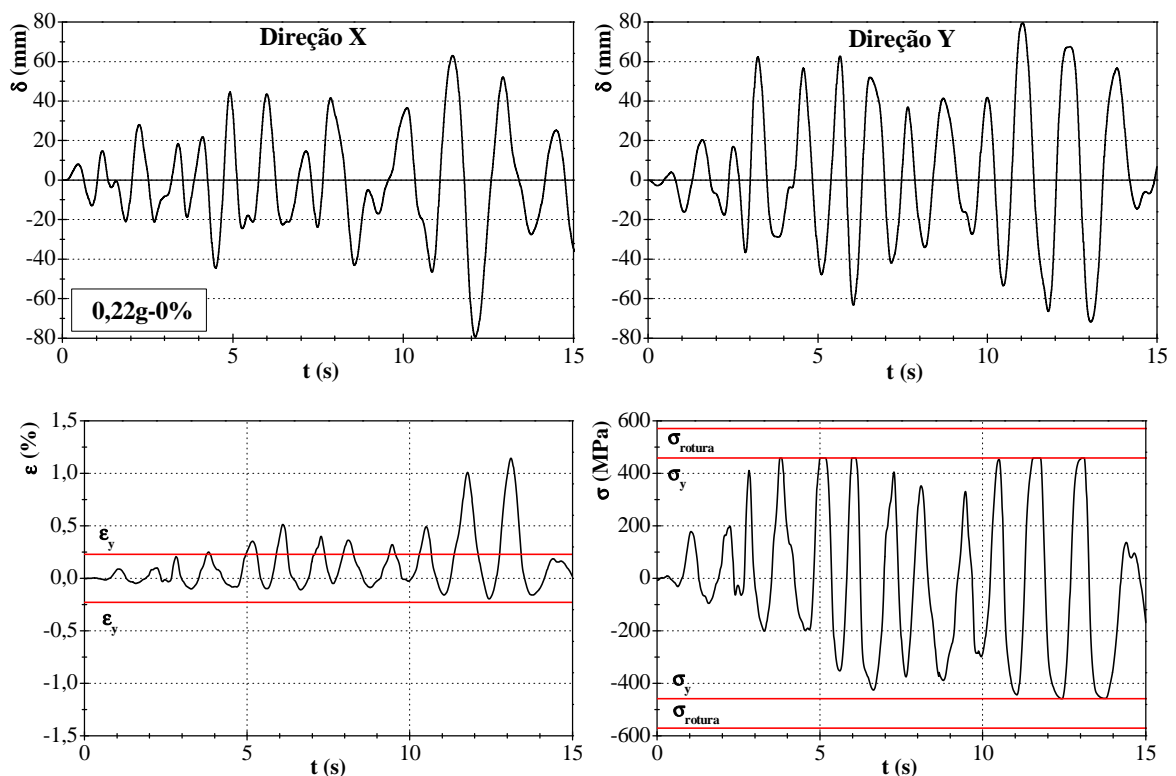


Figura 6.52: Deslocamento no topo na direção X e Y; extensão e tensão nas armaduras do pilar C6 (mais robusto) com 0% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.22g

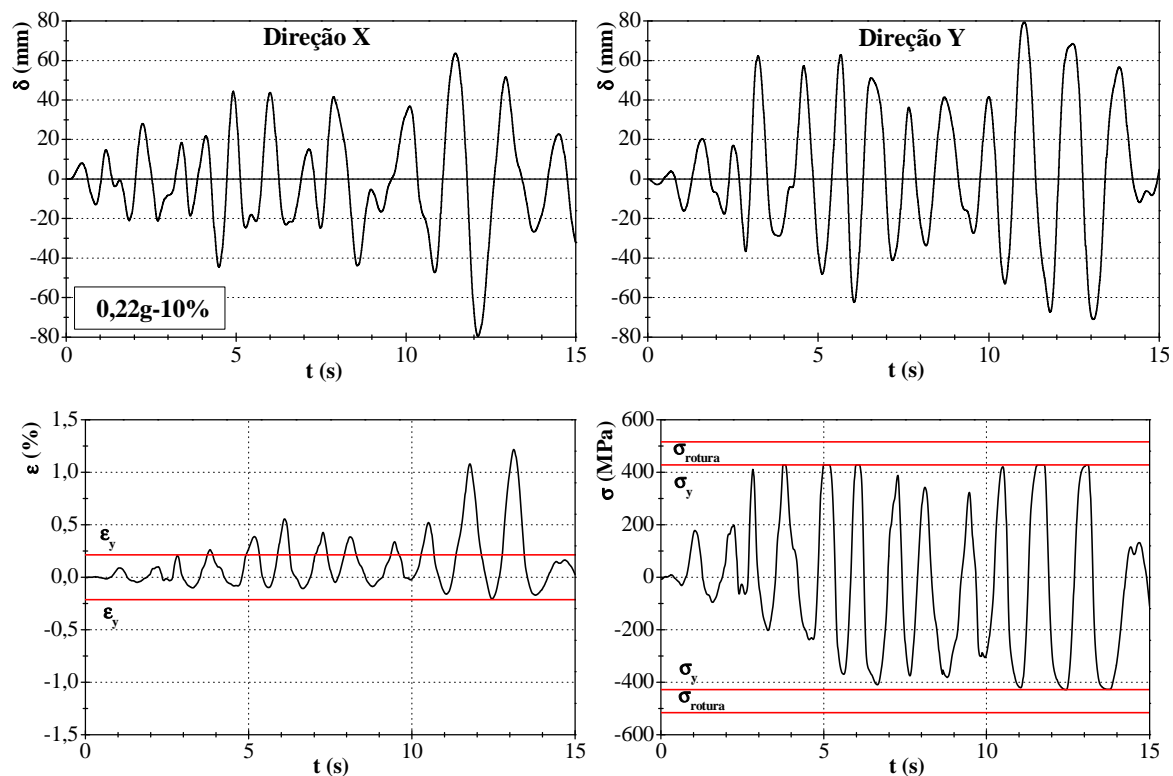


Figura 6.53: Deslocamento no topo na direção X e Y; extensão e tensão nas armaduras do pilar C6 (mais robusto) com 10% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.22g

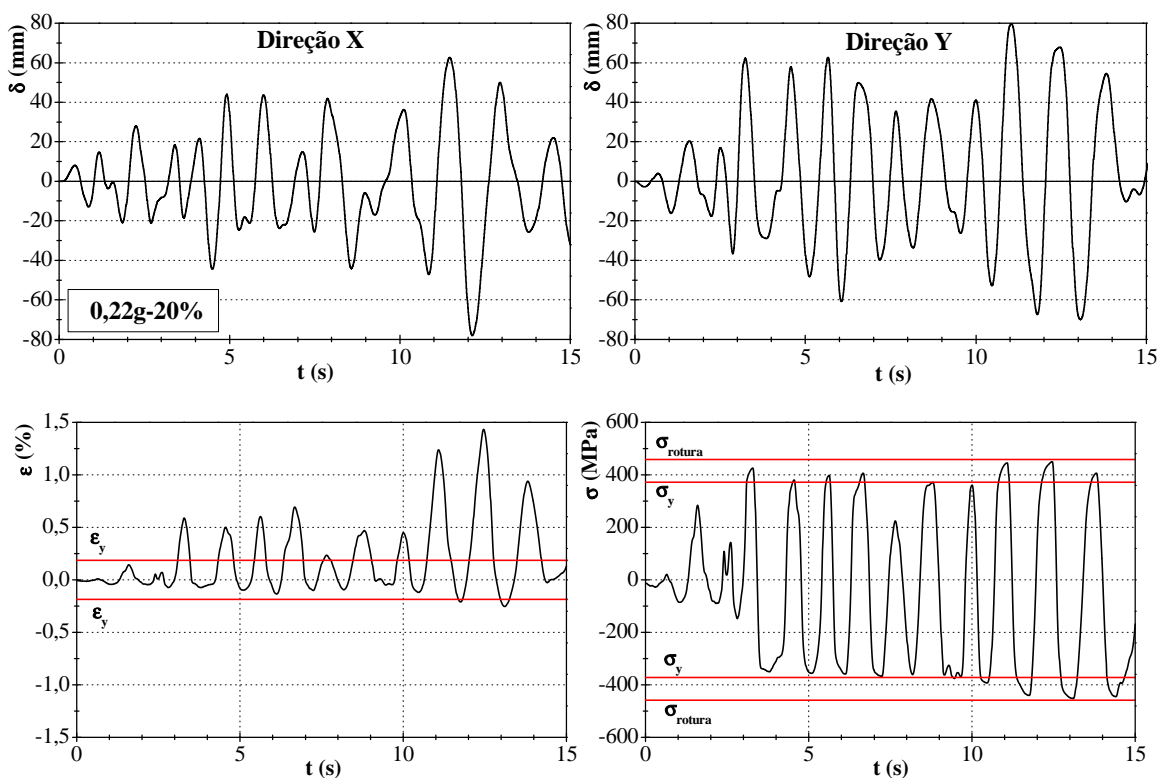


Figura 6.54: Deslocamento no topo na direção X e Y; extensão e tensão nas armaduras do pilar C6 (mais robusto) com 20% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.22g

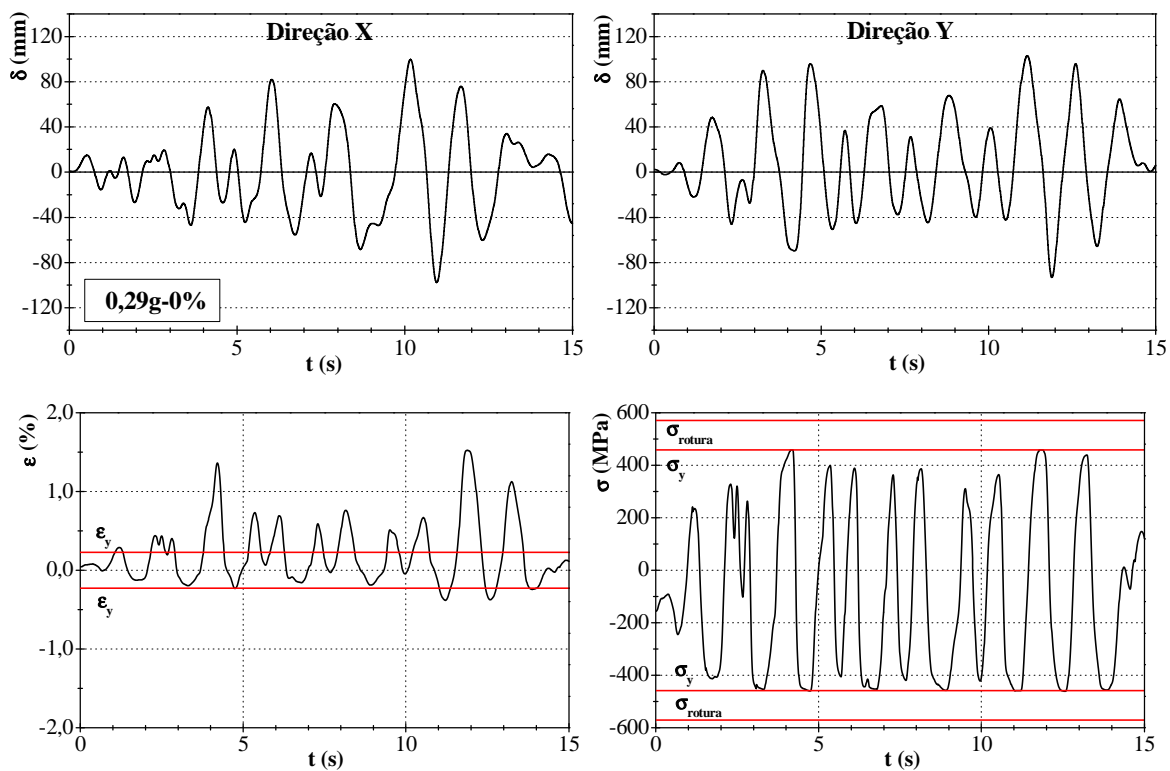


Figura 6.55: Deslocamento no topo na direção X e Y; extensão e tensão nas armaduras do pilar C6 (mais robusto) com 0% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.29g

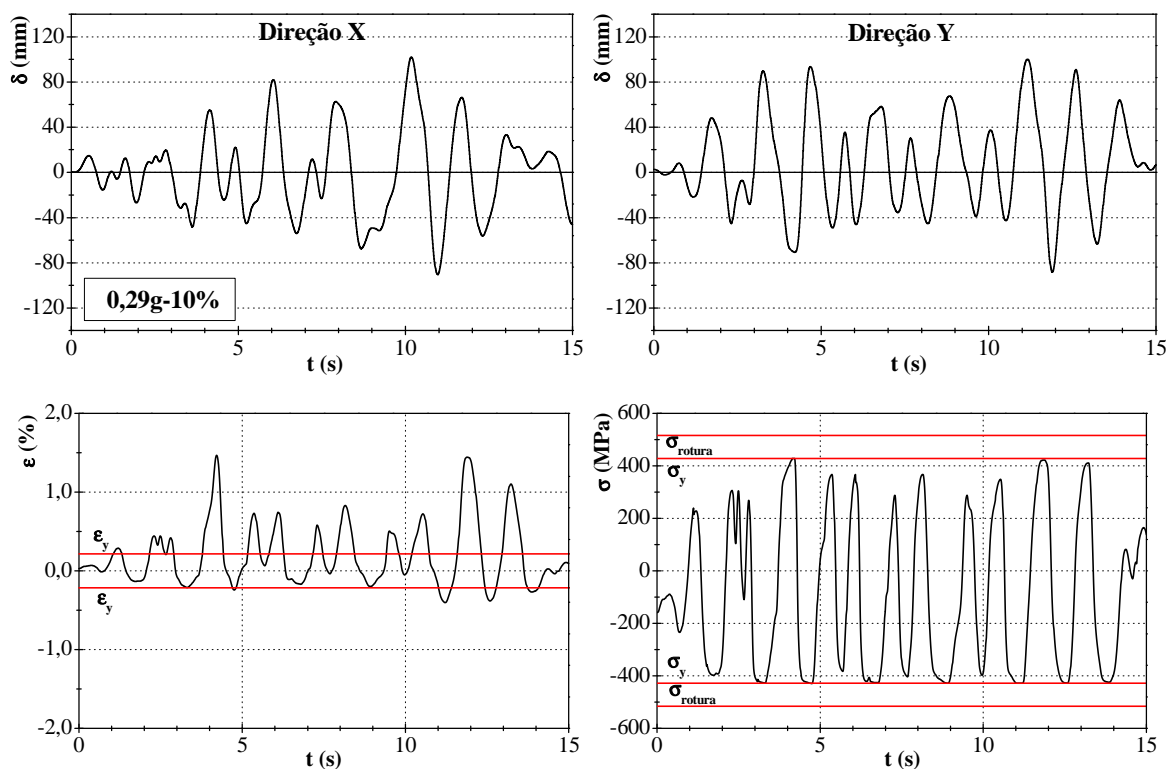


Figura 6.56: Deslocamento no topo na direção X e Y; extensão e tensão nas armaduras do pilar C6 (mais robusto) com 10% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.29g

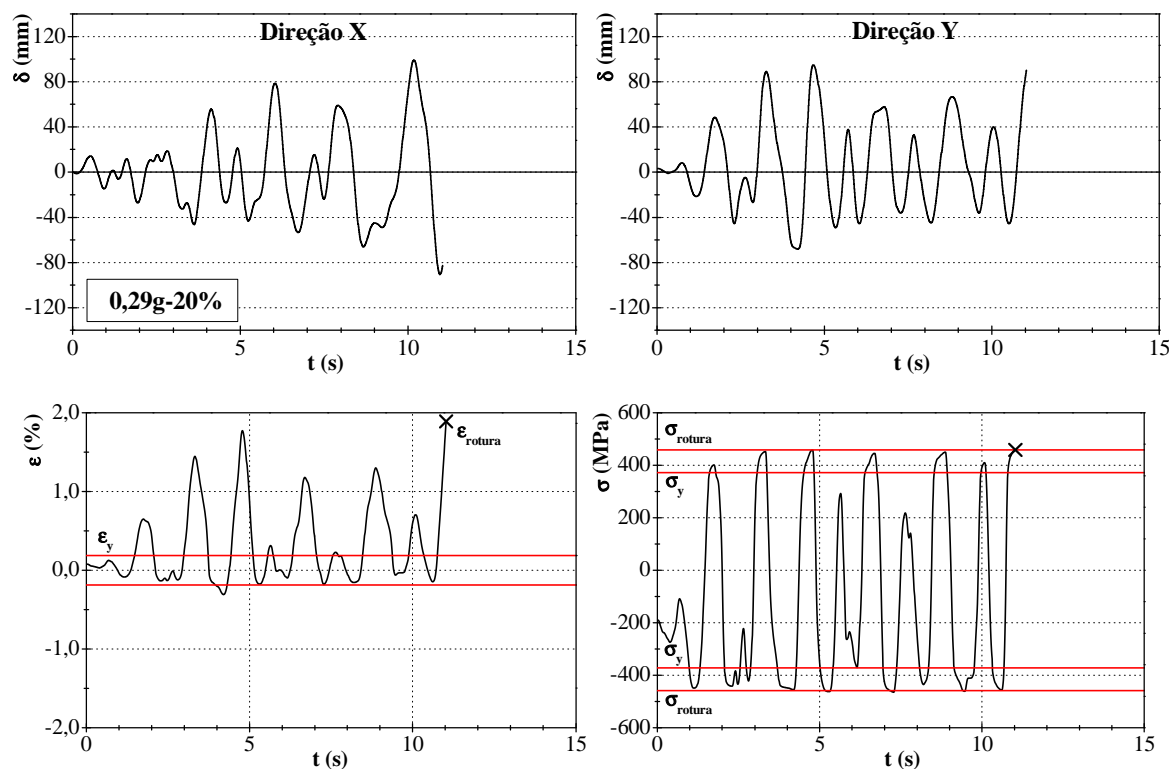


Figura 6.57: Deslocamento no topo na direção X e Y; extensão e tensão nas armaduras do pilar C6 (mais robusto) com 20% de corrosão por picagem para uma aceleração de pico de 0.29g

Na resposta da estrutura para uma aceleração de pico de 0.29g observa-se no caso de 20% de perda de seção local que o aço atinge a sua capacidade máxima, dando-se a rotura dos varões longitudinais do pilar C6 (mais robusto). A rotura prematura dos varões para 20% de corrosão quando comparada com 0 e 10%, deve-se à grande proximidade entre a tensão de rotura e cedência do aço e à reduzida extensão para a força máxima, conforme ilustram as Figuras 6.57 e 6.58. A resposta global da estrutura para 0 e 10% de corrosão nas armaduras é aproximadamente a mesma, uma vez que a tensão de cedência toma o mesmo valor e as extensões obtidas durante a análise não ultrapassam para ambas as percentagens, a zona do patamar de cedência. A Figura 6.58 resume os diagramas tensão-extensão e respetivos limites, das armaduras na base do pilar C6, com 0, 10 e 20% de corrosão por picagem para acelerações de pico de 0.22 e 0.29g.

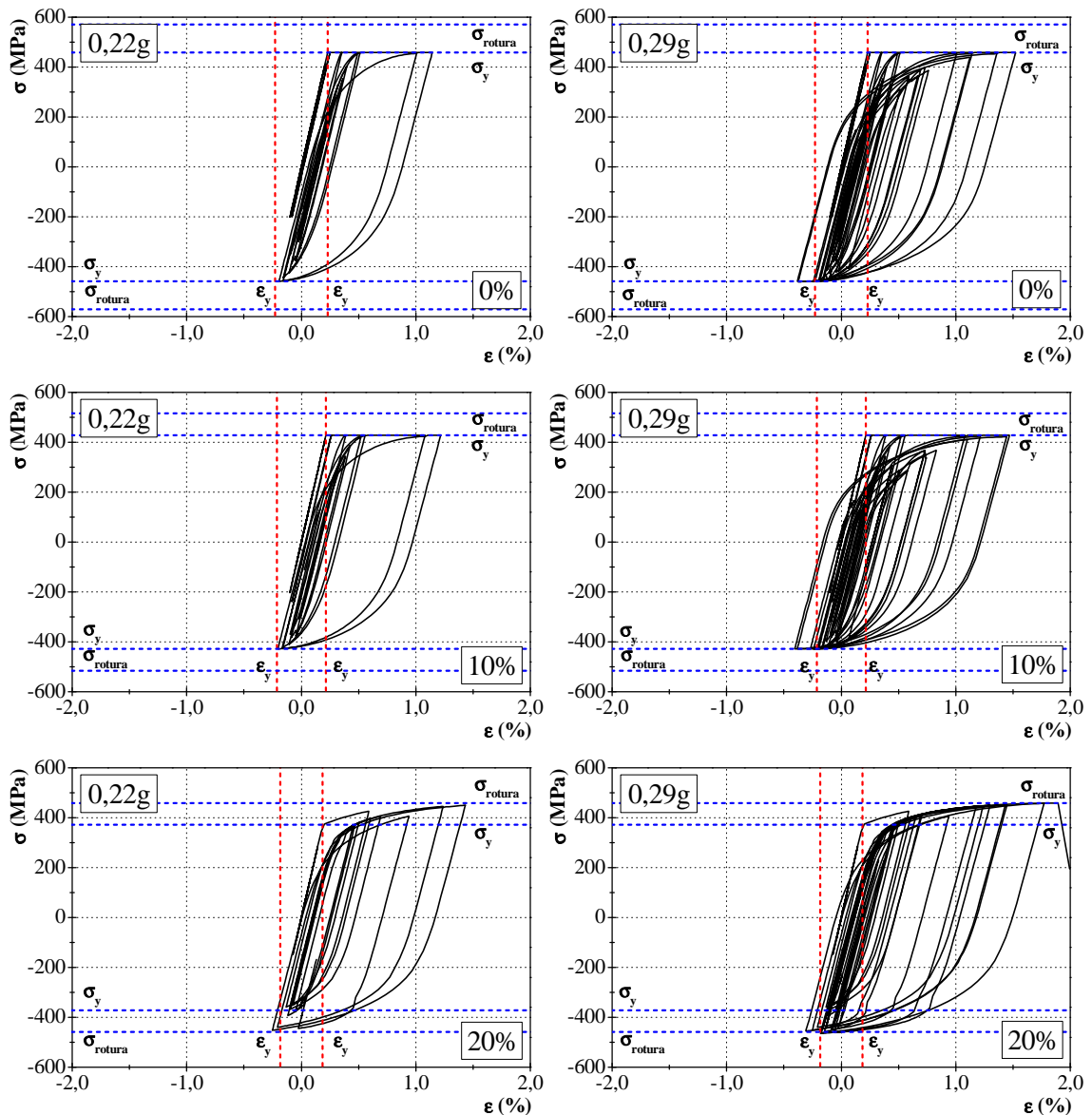


Figura 6.58: Diagramas tensão-extensão dos varões de aço com 0, 10 e 20% de corrosão por picagem para acelerações de pico de 0.22 e 0.29g na estrutura SPEAR

6.3.4. Avaliação do dano no pórtico

À semelhança do utilizado nos casos de estudo anteriores, a estrutura SPEAR foi classificada de acordo com o índice de dano PA global consoante as direções de aplicação da excitação sísmica. Tendo por base as expressões e conceitos referidos anteriormente, na Figura 6.59 apresenta-se o índice de dano PA global para a estrutura SPEAR segundo a direção X, considerando simulações de corrosão por picagem de 0, 10 e 20% na base dos pilares do primeiro piso.

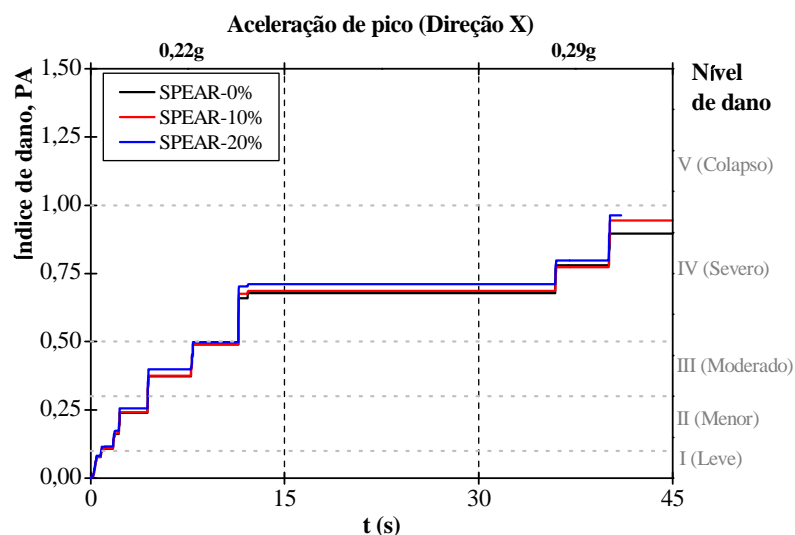


Figura 6.59: Índice de dano PA global do pórtico SPEAR segundo a direção X

Para a classificação baseada no índice de dano PA global para a estrutura SPEAR segundo a direção X, observa-se que:

- No decorrer da série correspondente a 0,22g, a estrutura independentemente da percentagem de corrosão tem o mesmo nível de dano até ao final da excitação sísmica, adquirindo no final desta um nível de dano severo (nível IV);
- Na série correspondente a 0,29g, é observado o mesmo andamento do nível de dano na estrutura para qualquer percentagem de corrosão simulada. Apenas nos instantes finais da excitação sísmica se observam algumas alterações: pequeno aumento do nível de dano para 10% de corrosão comparativamente com a estrutura sem corrosão e a rotura dos varões longitudinais com 20% de corrosão, traduzindo-se no colapso estrutural e fim da simulação numérica.

Na Figura 6.60 apresenta-se o índice de dano PA global para a estrutura SPEAR segundo a direção Y, considerando simulações de corrosão por picagem de 0, 10 e 20% na base dos pilares do primeiro piso.

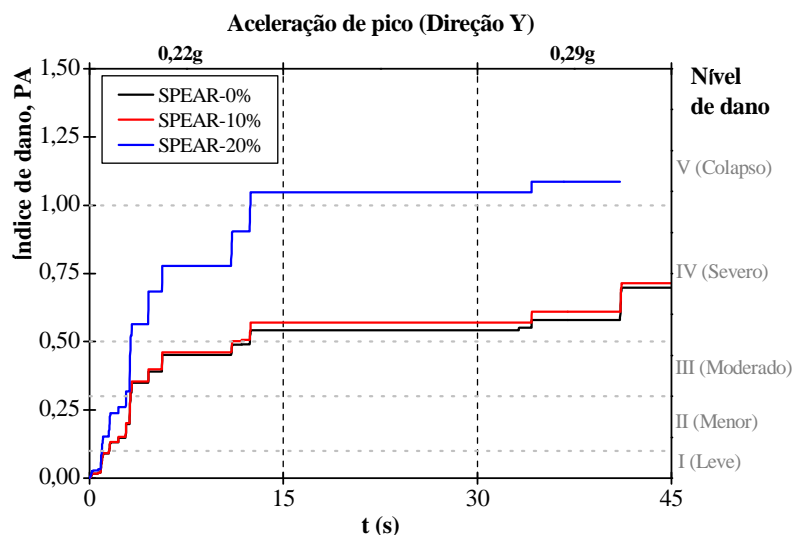


Figura 6.60: Índice de dano PA global do pórtico SPEAR segundo a direção Y

Na classificação baseada no índice de dano PA global para a estrutura SPEAR segundo a direção Y, observa-se que:

- No decorrer da série correspondente a 0,22g, a estrutura com 0 e 10% de corrosão tem o mesmo nível de dano até ao final da excitação sísmica, adquirindo no final desta um nível de dano severo (nível IV). No caso da estrutura com 20% de corrosão, o nível de dano tem um crescimento bastante abrupto, classificando-se a estrutura no final da excitação sísmica pelo nível de dano máximo (nível V-dano de colapso). Apesar do nível de dano de colapso, não se observou a rotura de nenhum dos varões longitudinais dos pilares no decorrer desta simulação numérica.
- Na série correspondente a 0,29g, é observado o mesmo andamento do nível de dano na estrutura entre 0 e 10% de corrosão à semelhança do observado na série anterior. Para 20% de corrosão, mantém-se o nível de dano obtido na série de 0,22g até ocorrer a rotura dos varões longitudinais por excedência da capacidade resistente do aço.

A diferença entre o nível de dano obtido segundo as direções X e Y da estrutura SPEAR está associada às irregularidades em planta da estrutura. Na simulação numérica segundo a direção Y, observou-se a rotura parcial dos pilares C2, C4 e C7 durante a excitação sísmica de 0,22g considerando 20% de corrosão, o que contribuiu para o aumento acentuado do índice de dano PA.

6.4. Considerações finais

O estudo de um pórtico de betão armado de pequenas dimensões permitiu avaliar a vulnerabilidade sísmica de estruturas com diferentes percentagens de corrosão local e classes de aço, nas armaduras longitudinais dos elementos estruturais.

Das análises numéricas realizadas, observou-se que o comportamento não linear do pórtico é atingido mais rapidamente quando se utiliza a formulação baseada em forças (FB), tendo como consequência o colapso estrutural para percentagens de perda de seção local de 20%. Para a mesma percentagem de corrosão recorrendo à formulação baseada em deslocamentos (DB), como o comportamento dos materiais entra mais tarde em regime plástico, não se chega a verificar a rotura dos varões de aço. Em qualquer dos tipos de formulações envolvidas na modelação do pórtico, constatou-se que o comportamento dos aços de classe SD com 10 e 20% de corrosão por picagem é significativamente pior quando comparado com os aços de classe NR, para a mesma percentagem de corrosão.

A avaliação do dano na estrutura feita a partir do índice de dano PA permitiu concluir que a introdução de 20% de corrosão por picagem nas armaduras longitudinais leva ao colapso do pórtico para uma aceleração de pico de 0.72g, quando se utiliza a formulação FB. Este índice de dano permite constatar que apesar de não se ter verificado numericamente a rotura dos varões para 20% de corrosão por picagem, quando se utiliza a formulação DB, o dano que lhe está associado no final da série 0.72g indica o colapso iminente dos varões, o que é comprovado pelas extensões mobilizadas nos varões no final desta série. Estas observações permitem aferir que o índice de dano PA apresenta uma boa correlação do nível de dano estrutura, com o observado numericamente.

A aplicação de uma série sísmica de 0.72g para que ocorra rotura nos varões de aço, apesar de ser excessiva quando comparada com os limites definidos nos regulamentos de dimensionamento para Portugal (0.48g), deveu-se à reduzida geometria do pórtico, em secção e altura, mas também às poucas cargas axiais a que os pilares se encontravam sujeitos, próprias de estruturas ensaiadas em laboratório.

Apesar de não existir uma concordância nos resultados obtidos no primeiro caso de estudo para as diferentes formulações quanto à rotura dos varões de aço ou colapso do pórtico, pode-se no entanto afirmar que para perdas de seção transversal iguais ou superiores a 20% nos varões longitudinais, a capacidade resistente de uma estrutura de betão armado diminui, aumentando a sua probabilidade de colapso face a uma ação sísmica.

Esta constatação torna-se evidente no segundo e terceiro casos de estudo, onde para estruturas com características próximas das reais e modeladas com recurso à formulação DB, tida como a abordagem mais conservativa, se verifica que os varões longitudinais dos pilares com perdas de seção local de 20% atingem a sua capacidade máxima resistente levando ao colapso da estrutura, para excitações sísmicas com períodos de retorno de 975 anos. Também para estes dois casos de estudo, o índice de dano PA revelou boa previsão na resposta do nível de dano estrutural até ocorrer a rotura dos varões longitudinais.

Capítulo 7

Conclusões e desenvolvimentos futuros

O principal objetivo desta dissertação foi estudar numericamente a resposta sísmica de estruturas de betão armado condicionadas por situações de corrosão local nas armaduras. Neste sentido, o trabalho realizado foi direcionado para: *i)* definição de um modelo analítico de simulação do diagrama tensão-extensão do aço com corrosão por picagem; *ii)* simulação de ensaios cíclicos em varões longitudinais e transversais com 0, 10 e 20% de corrosão por picagem; *iii)* previsão do comportamento não linear de pilares sujeitos a carga axial constante e deslocamentos cíclicos horizontais, com situações de corrosão por picagem nas armaduras; *iv)* estudo do impacto da corrosão local no comportamento não linear de pórticos de betão armado quando solicitados por sismos.

Neste último capítulo são resumidas as conclusões principais do trabalho desenvolvido na presente dissertação, indicando-se também sugestões para investigações futuras que possam aumentar o conhecimento do comportamento sísmico de estruturas de betão armado quando sujeitas a fenómenos de corrosão localizada.

7.1. Conclusões

Com base na investigação conduzida nesta dissertação, apresentam-se de seguida as principais conclusões resultantes do estudo realizado.

O Capítulo 4 focou-se na proposta de um modelo analítico que permitiu gerar os diagramas tensão-extensão de varões de aço com corrosão por picagem, apenas recorrendo à definição das propriedades iniciais ou não corroídas do aço. Observou-se que este modelo representa bem o comportamento observado experimentalmente por outros autores [27], quer em termos de andamento dos diagramas tensão-extensão, quer pela estimativa da tensão e extensão última dos varões de aço.

Neste mesmo capítulo, foi realizada a simulação e respetiva compreensão do comportamento de varões de aço com 0, 10 e 20% de corrosão local, sujeitos a cargas monotónicas e cíclicas. Os

resultados confirmaram o trabalho experimental desenvolvido por João [27] onde, para cargas monotônicas, nos aços laminados a quente ocorrem reduções significativas na tensão cedência e diminuições acentuadas nas tensões e extensões últimas, para 10 e 20% de corrosão, quando comparadas com o comportamento do aço sem corrosão. Neste tipo de aços, é notório no diagrama tensão-extensão a perda da fase de endurecimento e do patamar de cedência. Nos aços endurecidos a frio, esta perda no comportamento mecânico não é tão evidente. Para os ensaios cíclicos aos varões com 10 e 20% de corrosão local, observou-se uma redução acentuada tanto no número de ciclos como na energia dissipada durante o ensaio, comparativamente aos varões com 0% de corrosão. Outra constatação importante é que a rotura nos varões de aço em ensaios histeréticos ocorre regra geral para estados de tração.

No Capítulo 5 foi feita a calibração da resposta experimental de um pilar de betão armado sujeito a carga axial constante e um ciclo de carga horizontal, com recurso a dois programas de análise não linear, *ATENA* e *SeismoStruct*. Para os dois programas utilizados, os modelos numéricos obtidos têm um nível de exatidão próximo do comportamento experimental. No entanto, ambos os programas revelam uma grande limitação na representação do efeito de aperto verificado no pilar durante as fases de carga e descarga.

Na resposta cíclica do pilar em que não se simulou a corrosão nas armaduras, conclui-se que os modelos numéricos utilizados fornecem aproximadamente a mesma resposta global, variando apenas nas fases de carga e descarga e consequentemente na energia dissipada durante o ensaio cíclico. Considerando corrosão local nas armaduras de 10 e 20%, os resultados obtidos demonstraram que para menores deformações impostas, os pilares adquirem um modo de rotura frágil, em parte associado à perda elevada de extensão nos varões longitudinais. Para as mesmas percentagens de corrosão nas armaduras, constatou-se que a falha do elemento se deve sempre à rotura de um ou mais varões longitudinais, antes de se verificar a cedência das cintas. Perante a redução da tensão de cedência, observa-se uma degradação significativa da capacidade resistente, bem como da energia dissipada pelo elemento em cada ciclo de carga.

Considerando as classificações de desempenho e dano estrutural mencionadas, conclui-se que para 20% de perda de seção e para os ciclos de carga iniciais, o nível de colapso é atingido rapidamente. Para armaduras com 10% de corrosão, o nível último ou de colapso apenas é atingido nos ciclos finais, evidenciando que para percentagens de corrosão iguais ou inferiores a este valor, à estrutura é conferida alguma segurança antes de ocorrer a rotura. Esta observação torna-se mais pronunciada na análise com recurso ao índice de dano proposto por Park e Ang,

No estudo da resposta sísmica dos pórticos de betão armado, foram utilizados os mesmos procedimentos adotados na análise numérica do pilar de betão armado, ao qual foi aplicada uma

excitação sísmica ao invés de uma história de deslocamentos. A análise sísmica foi realizada recorrendo ao *SeismoStruct*, cujo tempo de cálculo se revelou bastante inferior ao do *ATENA*.

Neste Capítulo 6 foi possível observar que o uso de duas formulações distintas de análise, uma baseada no equilíbrio de forças (FB) e outra no equilíbrio de deslocamentos (DB), produzem resultados iguais durante a fase elástica, mas quando o elemento estrutural adquire um comportamento plástico ou não linear, os resultados diferem. A principal diferença observada é o instante em que o comportamento do aço entra em cedência. No caso da formulação FB a cedência do aço ocorre primeiro quando comparada com a formulação DB, para a mesma excitação, levando a que a resposta não linear da estrutura se verifique mais rapidamente. Nos casos em que as armaduras apresentam corrosão localizada de 10 e 20%, e consequentemente menor ductilidade, este início antecipado do comportamento não linear leva a que rotura dos varões de aço ocorra primeiro para a simulação numérica com recurso à formulação FB.

A escolha da classe de aço a adotar nas armaduras longitudinais também revela grande influência no comportamento global da estrutura. Para pórticos com varões longitudinais de classe SD, como o diagrama tensão-extensão com 10 e 20% de corrosão apresenta maiores reduções da tensão e extensão de rotura, o colapso estrutural ocorre num instante de tempo menor quando comparado com os de classe NR, para a mesma excitação sísmica, o que contraria os objetivos para os quais foi desenvolvida a classe SD.

Nos casos de estudo referentes a estruturas planas e tridimensionais de betão armado com características próximas das reais, para excitações sísmicas referentes a períodos de retorno de 475 anos (aceleração de pico de 0.22g) observou-se que a capacidade resistente dos elementos estruturais era garantida considerando a simulação de 10 e 20% de corrosão localizada nas armaduras dos pilares. No entanto, para excitações sísmicas com períodos de retorno de 975 anos (aceleração de pico de 0.29g) ambas as estruturas analisadas atingiram a capacidade resistente máxima, levando à rotura dos varões longitudinais dos pilares, quando se considerou 20% de corrosão localizada.

Na avaliação de dano estrutural recorrendo ao índice de dano de Park e Ang, para 20% de corrosão à semelhança do constatado no pilar do Capítulo 5, as três estruturas analisadas apresentaram um desempenho estrutural bastante inferior à não corroída. Conclui-se que para percentagens de corrosão até 10% de perda de seção transversal, independentemente do tipo de modelação e classe do aço, o colapso da estrutura não foi atingido. No entanto segundo este índice, na análise do caso de estudo JPEE 2014 recorrendo à formulação FB e 10% de corrosão, o nível de dano atingido no final da excitação sísmica é máximo. Esta constatação é observada pela proximidade em atingir a tensão de rotura nos diagramas tensão-extensão dos varões longitudinais, evidenciando assim a boa correlação de resultados obtidos para o índice de dano PA.

A análise dinâmica de estruturas de betão armado dimensionadas antes da regulamentação sísmica atual, com casos pontuais de perda de seção em 20% nas armaduras dos elementos estruturais, revelou uma elevada redução da capacidade resistente dos elementos estruturais de betão armado. Esta consequência torna-se mais preocupante pela intensidade das excitações sísmicas aplicadas às estruturas, correspondentes a períodos de retorno de 475 e 975 anos, usualmente tidos como períodos de retorno de referência no dimensionamento sísmico de estruturas de betão armado segundo a regulamentação sísmica atual.

7.2. Desenvolvimentos futuros

O trabalho desenvolvido constitui apenas uma simulação numérica das consequências associadas à corrosão local nas estruturas, pelo que é indispensável a realização de estudos e/ou ensaios laboratoriais com vista a validar as conclusões obtidas anteriormente, nomeadamente:

- Ensaios experimentais cíclicos em varões com 0, 10 e 20% de perda de seção local;
- Aplicar a modelação numérica do pilar a modelos experimentais semelhantes para comprovar o modo de rotura e a redução de capacidade observadas nos varões corroídos;
- Desenvolver metodologias que permitam avaliar a capacidade resistente de elementos de betão armado cujas armaduras tenham corrosão localizada e que possa ser inserido nos regulamentos sísmicos;
- Realizar análises probabilísticas da presença de corrosão local nas armaduras de uma estrutura de betão armado e consequente análise sísmica;
- Realizar ensaios experimentais em estruturas com dimensões próximas das reais e que apresentem perdas de seção local nas armaduras dos elementos estruturais;
- Analisar a influência da formação e comprimento da rótula plástica em elementos de betão armado, consoante a localização da zona de picagem nas armaduras longitudinais.

Apêndice A

**Localização dos pontos de monitorização e extensão nas armaduras no
pilar ao longo do ensaio numérico**

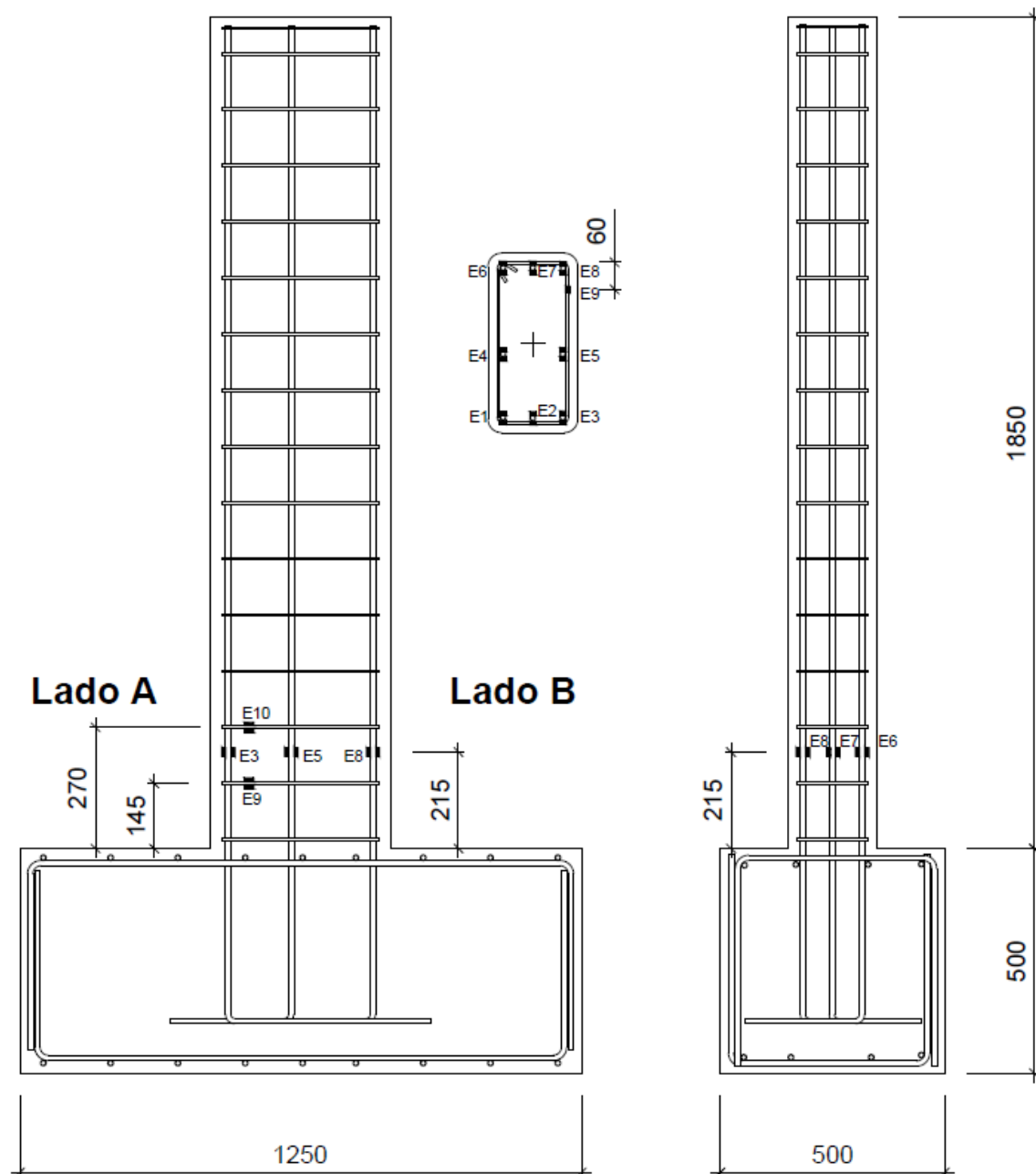


Figura A.1: Localização dos pontos de monitorização das extensões nas armaduras

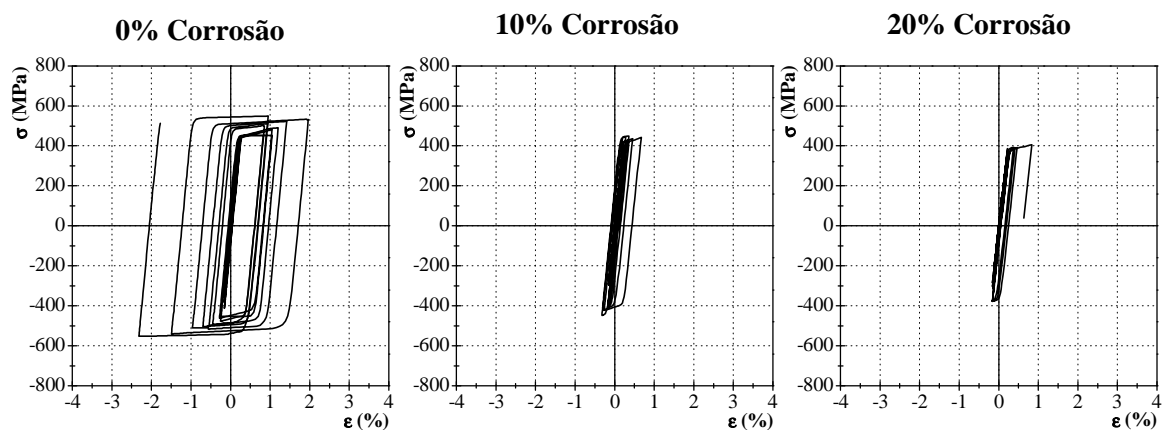


Figura A.2: Diagrama tensão-extensão nos varões longitudinais do pilar no Lado B nos pontos E1, E2 e E3 para 0, 10 e 20% de corrosão no ATENA

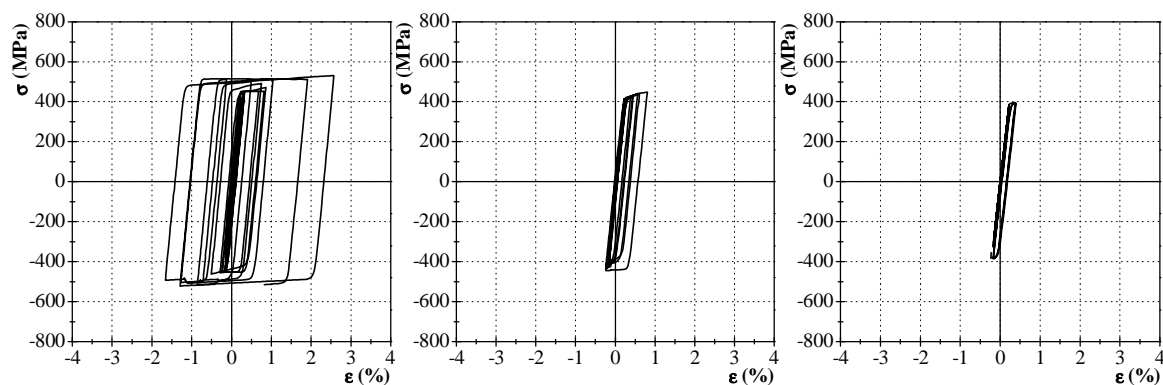


Figura A.3: Diagrama tensão-extensão nos varões longitudinais do pilar no Lado A nos pontos E6, E7 e E8 para 0, 10 e 20% de corrosão no ATENA

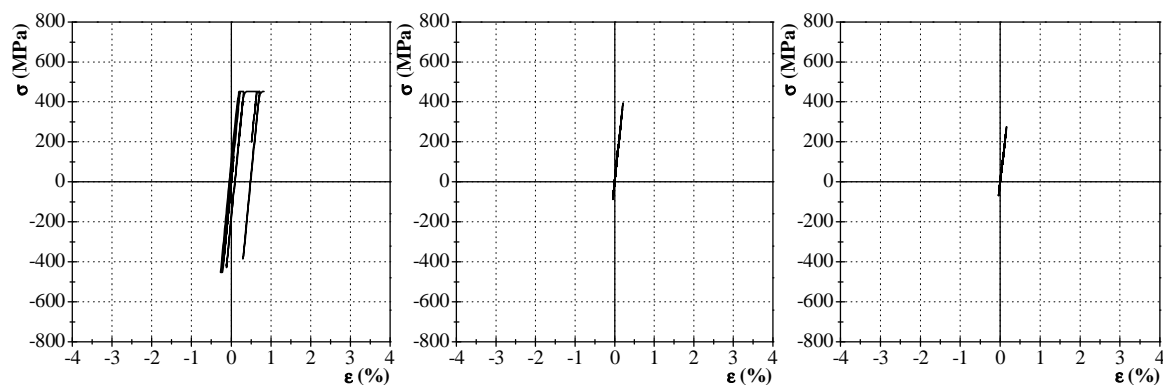


Figura A.4: Diagrama tensão-extensão nos varões longitudinais centrais do pilar nos pontos E4 e E5 para 0, 10 e 20% de corrosão no ATENA

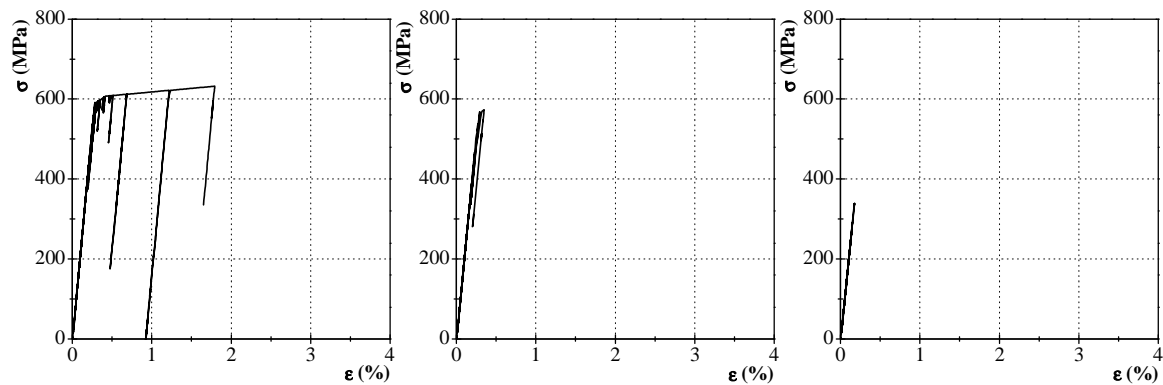


Figura A.5: Diagrama tensão-extensão nos varões transversais do pilar no ponto E10 para 0, 10 e 20% de corrosão no ATENA

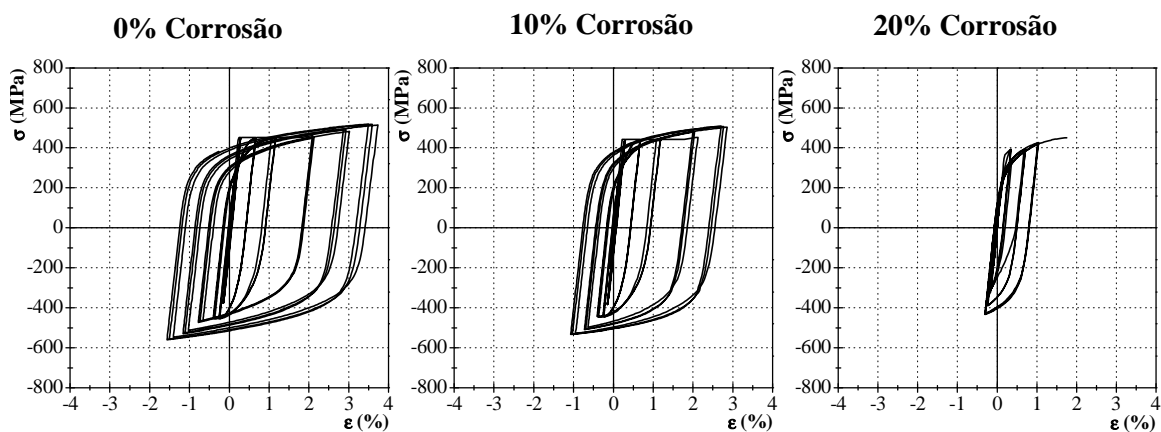


Figura A.6: Diagrama tensão-extensão nos varões longitudinais do pilar no Lado B nos pontos E1, E2 e E3 para 0, 10 e 20% de corrosão no *SeismoStruct*

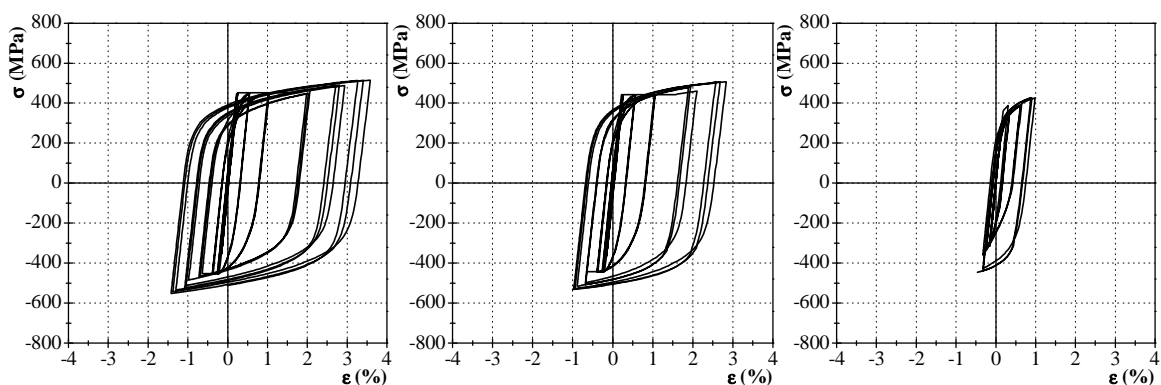


Figura A.7: Diagrama tensão-extensão nos varões longitudinais do pilar no Lado A nos pontos E6, E7 e E8 para 0, 10 e 20% de corrosão no *SeismoStruct*

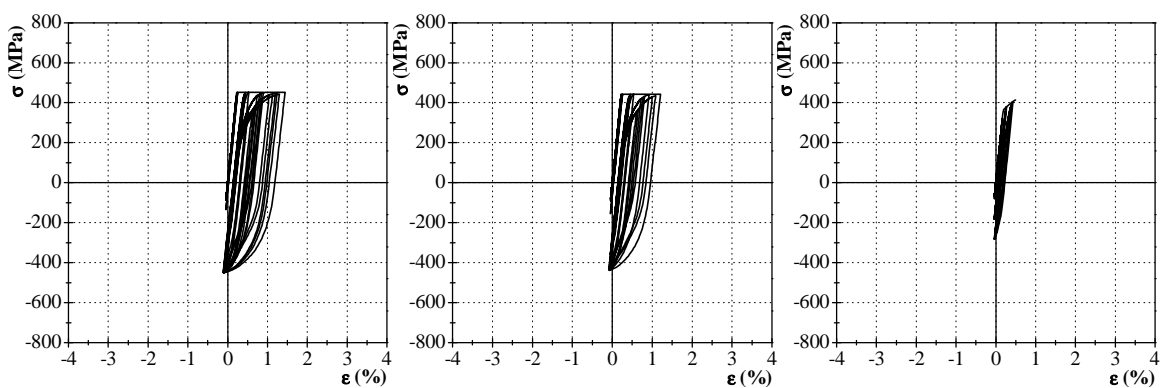


Figura A.8: Diagrama tensão-extensão nos varões longitudinais centrais do pilar nos pontos E4 e E5 para 0, 10 e 20% de corrosão no *SeismoStruct*

Referências bibliográficas

- [1] Almusallam A.A. “Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars”, Construction and Building Materials, Vol. 15, 2001, p.7.
- [2] Apostolopoulos C.A. “Mechanical behavior of corroded reinforcing steel bars S500s tempcore under low cycle fatigue”, Construction and Building Materials 21, 2007, pp. 1447-1456.
- [3] Apostolopoulos C.A., Michalopoulos D. “Impact of Corrosion on Mass Loss, Fatigue and Hardness of BSt500s Steel”, Journal of Materials Engineering and Performance, vol. 16, 2007, pp. 63-67.
- [4] Bento R., Lopes M. “Modelação Fisicamente Não Linear de Estruturas de Betão Armado”, Disciplina de modelação e análise estrutural, Instituto Superior Técnico, 2000.
- [5] Biscaia H.C., Chastre C., Silva M.A.G. “A Smeared Crack Analysis of Reinforced Concrete T-beams Strengthened with GFRP composites”, Engineering Structures 56, 2013, pp. 1346-1361.
- [6] Cairns J., Du Y., Law D. W., Franzoni C., Plizzari G.A. “Mechanical Properties of Corrosion-Damaged Reinforcement”, ACI Materials Journal, vol. 102-M29, 2005, p.9.
- [7] Calabrese A. “Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modelling of RC Frames Elements for Seismic Analysis”, Msc thesis, Rose School, Univerisità degli Studi di Pavia, 2008.
- [8] Cao C., Cheung M.M.S. “Non-uniform rust expansion for chloride-induced pitting corrosion in RC structures”, Construction and Building Materials 51, 2014, pp. 75-81.
- [9] Cavaco, E. “Robustness of corroded reinforced concrete structures”, Tese de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Junho 2013.
- [10] Červenka J., Procházková Z. “ATENA Program Documentation Part 4-2 – Tutorial for Program ATENA 3D”, Červenka Consulting, 2012.
- [11] Červenka J., Červenka V., Kabele P. “ATENA Program Documentation Part 3-1 – Example Manual ATENA Engineering”, Červenka Consulting, 2010.
- [12] Červenka V., Jendele L., Červenka J. “ATENA Program Documentation Part 1 – Theory”, Červenka Consulting, 2012.
- [13] Circular nº 1 e 2, “Prémio Ricardo Teixeira Duarte 2014”, Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, LNEC, 2014.
- [14] Chastre, C. “Relações constitutivas das armaduras de aço sujeitas a corrosão localizada”, Relatório interno, Departamento de Engenharia Civil, FCT-UNL, 2015.

- [15] Dodd L., Restrepo-Posada J. "Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel", Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 3, 1995, pp. 433–445.
- [16] Duromac-CP, www.duromac-cp.de/en-korrosion.htm.
- [17] Esmaily-Gh. A.; Xiao Y. "Seismic Behavior of Bridge Columns Subjected to Various Loading Patterns", Pacific Earthquake Engineering Research Center, Report PEER 2002/15, 2002.
- [18] Eurocódigo 2 – Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1.1: Regras Gerais e Regras para Edifícios, CEN EN 1992-1-1:2004 +AC:2008.
- [19] Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, CEN EN 1998-1:2004 +AC:2009.
- [20] Fardis M., Negro P. "Seismic Performance Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings", International Workshop, Ispra, April 2005.
- [21] Marques P.F. "Strengthening to Seismic Action of Reinforced Concrete Columns with Rectangular Cross-Section", Tese de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Março 2015.
- [22] FIB-Bulletin-10 "Bond of reinforcement in concrete", 2000.
- [23] Filippou F.C., Popov E.P., Bertero V.V. "Effects of bond deterioration on hysteretic behaviour of reinforced concrete joints," Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1983.
- [24] Fragiadakis M., Pinho R., Antoniou S. "Modelling Inelastic Buckling of Reinforcing Bars Under Earthquake Loading", ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2007.
- [25] Hose D.Y., Seible F. "Performance Evaluation Database for Concrete Bridge Components and Systems under Simulated Seismic Loads", Pacific Earthquake Engineering Research Center, Report PEER 1999/11, 1999.
- [26] Jeong S., Elnashai A. "Analytical Assessment of an Irregular RC Full Scale 3D Test Structure", Report, University of Illinois at Urbana-Champaign, March 2004.
- [27] João N.V.S. "Estudo do Efeito Simulado da Corrosão no Comportamento Mecânico de Varões de Aço de Betão Armado", Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Lisboa, 2010.
- [28] Kashani M.M., Crewe A.J., Alexander N. A. "Nonlinear cyclic response of corrosion-damaged reinforcing bars with effect of buckling", Construction and Building Materials, Vol. 41, 2013, pp. 388-400.
- [29] Kent D.C., Park R. "Flexure Members with Confined Concrete", Journal of the Structural Division, ASCE 97, 7 (1971), 1969-90.
- [30] Lee J.-Y., Kono S., Cheong Y.-G. "Softening Behavior of RC Columns Under Cyclic Loading", 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 2008.

- [31] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, 1988, pp. 1804-1826.
- [32] Menegotto M., Pinto P.E. "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending," *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, Lisbon, 1973.
- [33] Park Y. J., Ang A. H. S. "Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of R.C. Buildings", Technical Report, University of Illinois at Urbana-Champaign, October 1984.
- [34] Pinto A., Verzeletti J., Varum H., Pinho R., Coelho E. "Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames)", Report EUR, Joint Research Centre, Ispra, 2002.
- [35] Priestley, M.J.N.; Park, R. "Strength and Ductility of Concrete Bridges Columns under Seismic Loading", *ACI Structural Journal* 84, S8 (1987), 61-76.
- [36] Rocha P. "Reforço e Reparação de Pilares de Edifícios de Betão Armado em Zonas Sísmicas", Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011.
- [37] Rodrigues, C.M.C. "Comportamento às acções cíclicas de pilares de betão armado reforçados com materiais compósitos", Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa, Janeiro 2005.
- [38] Rodrigues H.F.P. "Biaxial seismic behaviour of reinforced concrete columns", PhD thesis, Universidade de Aveiro, 2012.
- [39] Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J. "Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement", *Construction and Building Materials* 11, 1997, pp. 239-248.
- [40] Sasmal, S. "Performance evaluation and strengthening of deficient beam-column sub-assemblages under cyclic loading", PhD Thesis, Universität Stuttgart, 2009.
- [41] Seismosoft "SeismoStruct v7.0 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures", 2014.
- [42] Tuutti K. "Corrosion of steel in concrete", Swedish Cement & Concrete Institute. Report Fo4. 468pp, 1982.
- [43] Varum H.S.A. "Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings", PhD thesis, Universidade de Aveiro, 2003.
- [44] Walraven J., Asin M. "Numerical analysis of reinforced concrete continuous deep beams", *HEROIN*, Vol. 40, No. 2, 1995.
- [45] Ying M., Yi C., Jinxin G. "Behavior of corrosion damaged circular reinforced concrete columns under cyclic loading", *Construction and Building Materials* 29 (2012), 548-556.
- [46] Yu W. "Inelastic Modeling of Reinforcing Bars and Blind Analysis of the Benchmark Tests on Beam-Column Joints Under Cyclic Loading", Msc thesis, Rose School, Univerisità degli Studi di Pavia, 2006.